

三井住友建設技術研究所報告

REPORTS OF TECHNICAL RESEARCH INSTITUTE OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD.

No.4 2006

CD-ROM の内容

本 CD-ROM は、三井住友建設技術研究所報告 No.4 2006 として論文・報告、および社外発表論文一覧を PDF ファイルとして収録したものです。
各コンテンツは WEB ブラウザよりご覧いただけます。

■動作環境

本 CD-ROM は以下の環境で利用することができます。

○対応 OS

Microsoft Windows 95/98/Me/NT/2000/XP または Macintosh OS

○対応ブラウザ

Microsoft Internet Explorer 5.0 以上 / Netscape Navigator 4.7 以上

○その他必要なソフトウェア

Adobe Acrobat Reader 4.0 以上

※ Adobe Acrobat Reader は Adobe 社のホームページ <http://www.adobe.co.jp/> 等でダウンロードできます。

■使用方法

Microsoft Windows をお使いの方は、WEB ブラウザが自動で起動するようになっています。

自動で起動しない場合、または Macintosh をお使いの方は、CD-ROM 内の index.html ファイルを WEB ブラウザで開いてご覧ください。

本製品は CD-ROM です。音楽用の一般オーディオプレーヤーでは絶対に再生しないでください。大音量による聴覚障害を被ったり、スピーカー等を破損する恐れがあります。本 CD-ROM を使用することによって生じるいかなる結果にも、当社は一切の責任を負わないものとします。
記載されている会社名・製品名は各社の商標または登録商標です。

三井住友建設技術研究所報告

REPORTS OF TECHNICAL RESEARCH INSTITUTE OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD.

No.4 2006

複写される方へ

本誌に掲載された著作物を複写したい方は、(社)日本著作権複写センターと包括複写許諾契約を締結されている企業の方でない限り、著作権者から複写権等の行使の委託を受けている次の団体から許諾を受けてください。

〒107-0052 東京都港区赤坂 9-6-41 乃木坂ビル (中法) 学術著作権協会
電話 (03)3475-5618 FAX (03)3475-5619 E-Mail : info@jaacc.jp

著作物の転載・翻訳のような、複写以外の許諾は、直接本会へご連絡下さい。

アメリカ合衆国における複写については、次に連絡して下さい。

Copyright Clearance Center, Inc.

222 Rosewood Drive, Danvers, MA01923 USA

Phone 1-978-750-8400 FAX 1-978-646-8600

巻頭言

マクロ経済動向によれば、世界経済は総じて回復の方向にあるものの、原油価格の動向と世界的な需要動向の推移が鍵となり、今後の不安材料として指摘されています。我が国の社会・経済は、今なお構造改革の途上にあります。雇用の改善、個人消費の上昇傾向、株価の回復など、徐々に明るさを増しています。しかしながら、最重要課題である財政再建や、金融緩和政策の解除に伴う長期金利などの懸念材料もあり、全体として本格的な回復に向かうほどの力強さはないと推測されています。

一方、建設業界においても、企業の収益回復に伴い民間非住宅投資は回復傾向を維持するものの、公共工事の抑制傾向が影響し、他産業ほど明るい展望は持ちにくい状況にあると見られています。また、世界各地におけるテロの頻発、自然災害や事故・トラブルの多発など、国民の安全・安心を脅かす要因が今までになく増加しています。特に建設業界に関係する分野においては、平成16年から平成17年にかけて、地震、台風、集中豪雨等の自然災害が頻発し、建築物の構造計算書の偽造問題が発生するとともに、アスベスト問題も広く知られるようになりました。これら安全・安心の確保は、すべての国民が求める最も重要な課題であります。

社会構造の変化を建設市場の変化として俯瞰すると、前記の社会的要因に加え「安全・安心」で、しかも「サステナビリティ」な社会インフラストラクチャが求められています。さらに、今世紀に入って顕著になりつつあるストック対策、頻発する自然災害対策、高齢者・弱者対応、景観問題対応等、建築・都市上の諸課題に対応可能な都市再生と地域間格差の是正など、今後とも建設投資が継続して必要とされる状況にあります。

技術開発においては、これらの社会構造の変化を技術の変化としての的確に捉え、スピード感を持った開発が必要です。今後も、総合力・技術力による差別化がさらに加速し、「技術提案力」、「コスト・技術力等の総合的な評価」等が重視され、質の高い技術力が求められます。技術開発は「未知の領域」への挑戦でもありますが、建設業における技術開発は単純な「ものづくり」ではなく、発注者の立場に立った視点・発想が重要です。具体的には建設投資に対して、VE等その効率を吟味し、最適な建設計画を提案する「ものづくり」でなければ意味がありません。また、これら「ものづくり」への徹底したこだわりの中から生まれた技術は、顧客から信頼される技術となり得ると確信しています。

現在、弊社は新・経営中期計画の下、安定した事業基盤を構築中ですが、技術開発においても「ものづくり」への徹底したこだわりを持った技術開発を目指して、より高い価値を生み出すべく研究開発活動に取り組む所存です。技術研究所報告(No.4)を発刊するに当たり、多くの方々にご覧頂き、ご批評を賜れば幸いです。

2006年 9月

技術研究所長
黒崎 幸夫

三井住友建設技術研究所報告 第4号

目 次

※ 論文はCD-ROMに収録しています

【論文・報告】

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
1	ICタグを用いた車両運行管理システムの開発	佐田 達典 山地 宏志 大津 慎一 長野 祐司 山田 文孝 泉 国彦	1	25
2	2径間PRC梁におけるクリープおよび収縮による長期挙動に関する実験的研究	玉置 一清 三加 崇 浅井 洋	2	31
3	杭頭接合条件の異なるパイルド・ラフト基礎の模型水平載荷実験	三上 博 高橋 直樹 西村 憲義 長谷井秀昭	3	39
4	杭式深層混合処理工法の液状化対策効果に関する解析検討	山本 陽一 高橋 直樹 黒川 幸彦	4	45
5	等分布荷重を受けるRC板の耐力に関する実験的考察	篠崎 裕生 三上 浩 樋口 昇	5	55
6	高強度コンクリートの品質向上に関する研究 —仕上げと養生における塗布材料の効果—	谷口 秀明 斯波 明宏 樋口 正典 藤田 学	6	61
7	処理方法により相違する打継性能の比較について	玉置 一清 竹之井 勇 佐田 達典	7	69
8	多孔質材料を用いたベントナイト混合土の配合設計に関する研究	高橋 直樹 黒川 幸彦 戸村 豪治 土居 洋一	8	77
9	土砂投下時の汚濁拡散抑制に関する水槽実験	黒川 幸彦 戸村 豪治 泉 国彦 河村 俊治	9	83
10	免震レトロフィット工事における鉛直変位管理システムの開発	鈴木 亨 小坂 英之 江頭 寛 中南 滋樹 鈴木 信貴 蔵田 富雄	10	89

※ 論文はCD-ROMに収録しています

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
11	履歴型ダンパーの設置された制振建物の減衰評価に関する検討	平田 裕一 野田 博 作田 美知子	11	95
12	フローティングネットを用いた石油タンクの液面揺動抑制装置の開発	中南 滋樹 谷垣 正治 立見 栄司 鈴木 亨 野田 博 松野 秀夫 寒川 慎也	12	99
13	LESによる液体スロッシングダンパーの再現	野田 博 立見 栄司 中南 滋樹	13	109
14	Fe150N/mm ² 級高強度コンクリートの実用化に向けての検討	西本 好克 河上 浩司 松田 拓	14	113
15	初期高温履歴を受けた超高強度コンクリートの自己収縮特性	松田 拓 河上 浩司 西本 好克	15	119
16	高強度コンクリートの強度発現に与える初期温度履歴の影響に関する研究	河上 浩司 松田 拓 西本 好克	16	125
17	コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発—スラグコンクリート杭の強度測定への適用—	立見 栄司	17	133
18	柱梁接合部内に機械式継手を用いたRC造架構の加力実験—普通強度材料による架構実験—	新上 浩 小坂 英之 山中 久幸 谷垣 正治 平野 秀和	18	141
19	フルPCaアンボンドPC床工法の長期載荷実験と曲げ載荷実験	江頭 寛 小坂 英之 山中 久幸 谷垣 正治 松本 啓二 蓮尾 孝一	19	149
20	フルプレキャスト大スパンスラブの振動特性について	岩本 毅 嶋田 泰 赤尾 伸一 松本 啓二	20	155
21	地下鉄振動を受ける壁式構造の建物内振動伝搬特性に関する研究	山岸 邦彰 谷垣 正治 岩本 毅 原田 浩之	21	159

※ 論文はCD-ROMに収録しています

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
22	圧送排水が排水立て管システムに与える影響に関する基礎的研究	西尾 新一 高橋 雅寿 塚本 幸助 杉原 茂樹	22	165
23	層風力分割数が弾塑性風応答解析に及ぼす影響について	作田 美知子 野田 博 平田 裕一	23	171
【社外発表論文一覧】				175

概要

IC タグを用いた車両運行管理システムの開発

佐田 達典 山地 宏志 大津 慎一 長野 祐司 山田 文孝 泉 国彦

キーワード：IC タグ、車両運行管理、安全管理

研究の目的

高速道路のトンネル工事において、掘削土を供用中の高速道路本線を利用して搬出するという特殊条件下で、一般車両への安全対策を主眼として電池式 IC タグを用いた車両運行管理システムの構築を行った。

当該工事では工事用車両用に仮インター入口、出口を設置して運行を行っているが、仮インター出口

直前に長大なトンネルがあり、トンネル内での車両位置をリアルタイムに把握し、誘導員に知らせるシステムが必要とされていた。GPS による位置検出は困難であるため、電池式 IC タグを用いたシステムを採用したが(図-1)、高速走行車両の検知の適用性について基礎実験と現地実証実験を行って検討した。

研究の概要

(1)基礎実験

高速移動体に搭載した IC タグ電波の検知可能性を検証するため基礎実験を実施した(図-2)。IC タグを搭載した車両を時速 40km(一定速度)で走行させて、3 台のリーダーで検知する実験を行った。IC タグの電波発信間隔は 0.2 秒に設定した。

実験の比較条件として

- ① IC タグの設置場所(車内、車外)
- ② リーダー背面での反射板の有無

により、4 パターンを設定して、各実験で 5 回の走行計測を実施した。なお、②はトンネル壁面による電波反射の影響を定量的に評価するために設定した。

(2)現地実証実験

実用システムを構築するための判断材料を得るために、当該トンネル内において実際に車両を高速走行させて電波検出の実証実験を実施した。当該トンネル内の管理用通路にリーダーを 3 台設置し、IC タグ

を搭載した現場車両 2 台を隣接インターチェンジ間で 3 往復(80km/h)させて検知実験を行った。

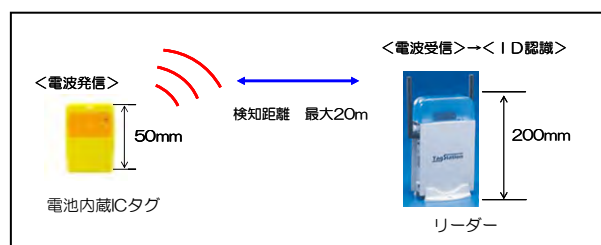


図-1 電池式 IC タグとリーダー



図-2 基礎実験の状況

研究の成果

基礎実験、現地実証実験の結果、次の結果が得られた。

- ① IC タグを車内か車外に配置する場合は、車内へ配置したほうが検知率が高くなる。
- ② 屋外で 40km/h で走行した場合の最大検知距離の平均は約 20m であった。
- ③ 屋外で 40km/h で走行した場合、反射板による減衰効果は 15%程度であった。

- ④ トンネル内で 80km/h で走行した場合の最大検知距離の平均は約 35m であった。トンネル内という閉空間での電波反射効果により開空間よりも遠くまで電波が届いたものと考えられる。

以上の知見をもとにシステム設計を実施し、実装を行った。

Development of Vehicle Monitoring System using Active RFID

TATSUNORI SADA HIROSHI YAMACHI SHUN-ICHI OHTSU YUJI NAGANO
FUMITAKA YAMADA KUNIHICO IZUMI

Key Words : IC Tag, Vehicle Monitoring System, Safety Control System

2径間 PRC 梁のクリープおよび収縮による長期挙動に関する実験的研究

玉置 一清 三加 崇 浅井 洋

キーワード：PRC, 連続梁, 長期挙動, クリープ, 収縮, 鉄筋拘束

研究の目的

PRC 構造の場合、コンクリートの収縮やクリープが鉄筋に拘束されることによって生じる引張応力が大きく、これを無視することができない。さらに、連続梁ではクリープや収縮によって不静定反力が大きく変化するなど、PRC 連続梁の長期応力は建設当初とは大きく変化するものとなる。この長期応力を算定する際に基礎となる収縮量やクリープ係数は、コンクリートの配合と密接な関係があることは知られているが、これらの予測式は無筋コンクリートを

対象としたものであり、実務設計で使用されることは一般に少ない。

本報告は、無筋コンクリートの収縮予測式を基に筆者らが提案した鉄筋拘束力の算定式を、プレストレスによるクリープの影響および不静定反力の変化を考慮したものに拡張し、プレストレス導入方法を変化させた2径間 PRC 梁の暴露試験(1年間)によりその妥当性を検証したものである。

研究の概要

試験体は全く同一の鋼材配置とした3体を作成し、中間支点設置後にプレストレスを導入した case1、プレストレス導入後に中間支点を設置した case2、PC 鋼材にプレストレスを導入しない case3 の3ケースである。計測項目は、支点反力および A,B 断面

における配置鋼材すべてのひずみである。

表-1 コンクリートの配合

セメント種	w/c	S/a	スランブ	空気量
早強	40%	39.6%	8cm	4.5%
単位量 (kg/m ³)				
セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
450	180	660	1006	4.95

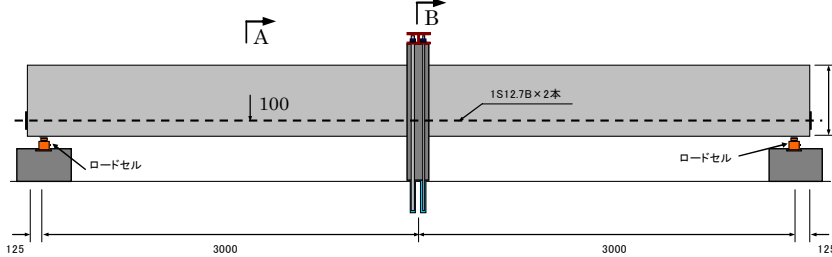


図-1 試験体の寸法および設置概要図

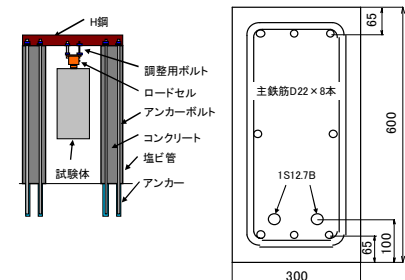


図-2 断面詳細

研究の成果

プレストレス2次力を含む不静定反力の経時変化は、道示に示されるクリープ係数および近似式で十分に精度よく算定できることを確認した。

鉄筋拘束に伴う PRC 連続梁の長期応力は、コンクリート配合等の影響を考慮したコン示による収縮量およびクリープ係数の予測値を用いて、本提案手法により精度よく推定できることを示した。また、本提案式による試算の結果、鉄筋比を5%以上配置した PRC では、鉄筋拘束に伴う長期応力がコンクリートの引張強度を上回り、死荷重時での初期ひび割れの可能性が高いことを示した。

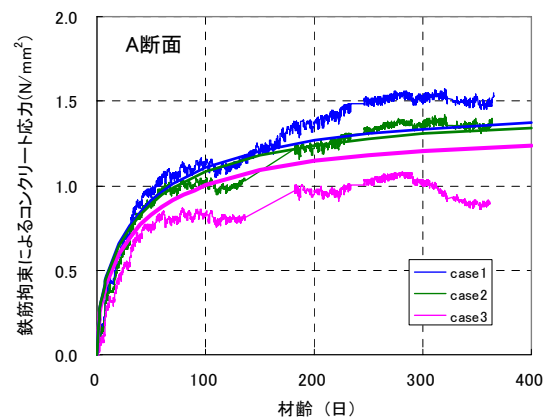


図-3 鉄筋拘束によるコンクリート応力の実測値と本提案式による算定値

Experimental Study on Long-term Behavior of Creep and Shrinkage in Continuous Beam

KAZUKIYO TAMAKI TAKASHI SANGA HIROSHI ASAI

Key Words: PRC, Continuous Beam, Long-term Behavior, Creep, Shrinkage, Restraint of Reinforcement

杭頭接合条件の異なるパイルド・ラフト基礎の模型水平載荷実験

三上 博 高橋 直樹 西村 憲義 長谷井 秀昭

キーワード：パイルド・ラフト，模型実験，杭頭接合条件，水平載荷

研究の目的

パイルド・ラフト基礎は直接基礎（ラフト）と杭基礎（パイル）が一体となって、上部構造からの荷重を地盤に伝達する合理的な基礎形式であり、近年その経済的な優位性からも注目される機会が増えている。しかしながら、地震などによる水平力が作用した場合の合理的な設計手法の確立に向けては、未だいくつかの検討課題が残されており、そのひとつ

として、ラフトと杭の接合部の設計方法があげられる。今回、杭頭接合部の回転剛性が水平力を受けるパイルド・ラフト基礎に与える影響を把握することを目的として、乾燥砂地盤上に作製した各種条件模型基礎に対して水平交番載荷実験を行った。得られた知見を本報にて報告する。

研究の概要

鋼製土槽（B1,500×L1,500×H1,500mm）の上部1,000mm に乾燥した豊浦砂を投入して締め固め、模型地盤を作成した。模型ラフトは正方形（400mm角）で厚さが40mmのステンレス板を用い、模型杭（4本）には外径φ40mm、肉厚2mm、杭長600mmのアルミパイプを用い、あらかじめ地盤作成時に埋設した。杭頭接合条件の異なる4種のパイルド・ラフト基礎（杭頭剛、半剛、半ヒンジ、ヒンジ）、2種の群杭基礎（杭頭剛、ヒンジ；ラフトが非接地の条件）およびラフト単体の7ケースについて鋼板による鉛直載荷重を保持した状態で、油圧ジャッキにて水平交番載荷を行った。

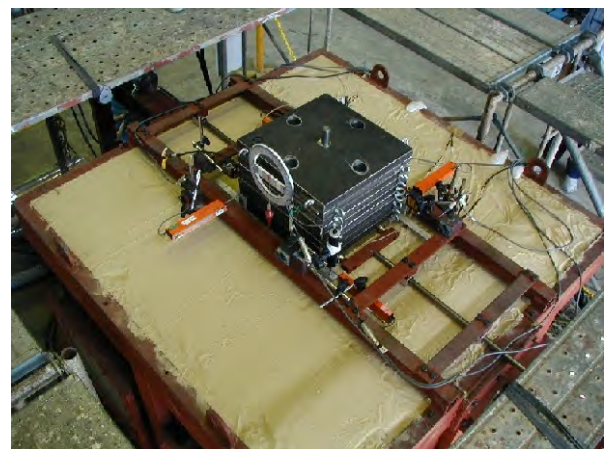


図-1 載荷実験状況

研究の成果

実験結果より、パイルド・ラフト基礎（Case 4:PR-R～Case 7:PR-H）の水平剛性は、ラフト底面の地盤への接地が水平変位減少に寄与するため、同一の基礎形状を有し非接地である群杭基礎（Case 2:PG-R, Case 3:PG-H）に比べて大きいことが確認された。またパイルド・ラフト基礎の杭頭回転剛性を低下させることによって、基礎の傾斜は減少するが、その一方で水平剛性は低下することが分かった。水平荷重分担については、ラフトの水平荷重分担は、杭頭回転剛性を低下させるに従って小さくなるが、杭の水平荷重分担は杭頭回転剛性の影響をあまり受けないことが分かった。

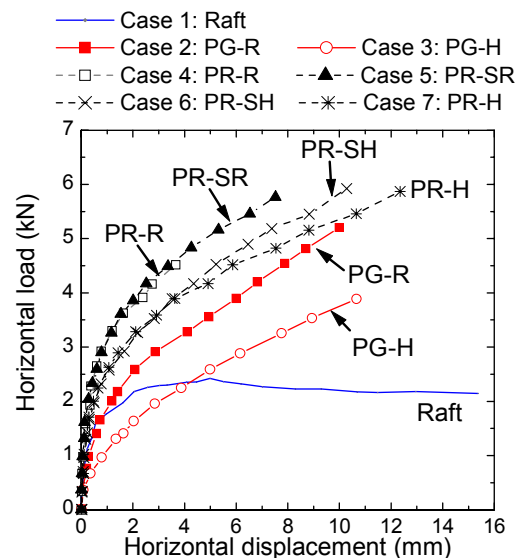


図-2 ピーク水平荷重と基礎水平変位の関係

Horizontal Load Tests of Model Piled Rafts with Different Pile Head Connection Conditions

HIROSHI MIKAMI NAOKI TAKAHASHI NORIYOSHI NISHIMURA HIDEAKI HASEI

Key Words : Piled Raft, Model Test, Pile Head Connection Condition, Lateral Loading

杭式深層混合処理工法の液状化対策効果に関する解析検討

山本 陽一 高橋 直樹 黒川 幸彦

キーワード：深層混合処理工法, 杭式, 格子式, 液状化, FEM 解析

研究の目的

杭式深層混合処理工法の液状化防止効果を検証することを目的として、2次元 FEM 解析プログラム FLIP による液状化解析を実施した。解析では、すでに液状化対策工法として実績を有する格子式改良と

杭式改良の解析結果とを比較することにより、液状化対策としての杭式改良の適用性を明確にすることを試みた。

研究の概要

図-1 に杭式改良率 25%の解析モデルを示す。解析の対象とする地盤は L-1~L-8 の 8 層から成る水平成層地盤で、液状化対象層は、L-1, L-2, L-3 の 3 層とした。解析は改良形式および改良率を変化させたケースを実施した。改良形式は無改良（自由地盤）、深層混合処理工法の格子式と杭式とし、杭式については表層改良の有無について比較した。2次元の FEM 解析を適用するにあたり、改良地盤のモデル化には要素の貼合せモデルを採用して、可能な限り実際の挙動に近い条件となるよう配慮した。入力波には、十勝沖地震（1968）の際に八戸港で観測された波形と宮城県沖地震（1978）の際に大船渡港で観測された波形を最大加速度 350gal に調整したものをを用いた。

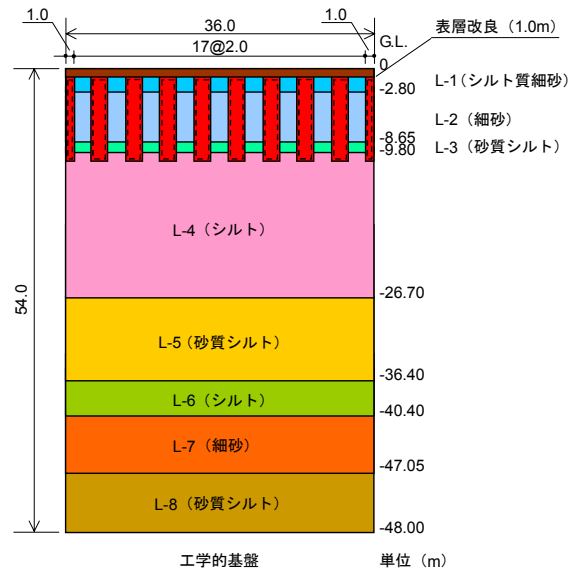


図-1 解析モデル（杭式改良率 25%）

研究の成果

図-2 に八戸波に対する解析結果として、液状化対象層の過剰間隙水圧比の平均値と改良率の関係を示す。杭式改良率 25%の過剰間隙水圧比は、無改良より若干その値が低下している程度で、液状化対策としての効果は認められない。これに対して、杭式改良率 35%、44%の過剰間隙水圧比は 0.4 を下回り、液状化抑止効果を発揮していることが認められる。このように、杭式改良ではある改良率以上にならないければ、液状化抑止効果が生じないことが明らかであり、本ケースではおおむね改良率 30%~35%がその境界に相当していることが分かる。杭式改良率 35%、44%の地盤のせん断ひずみは、無改良地盤に比べて大きく低減されていたことから、杭式改良についても非液状化層に十分根入れして杭頭部を連結

するなど、杭固定度を高めて適切な改良率を設定することにより、液状化対策効果を発揮することが明らかになったと考えられる。

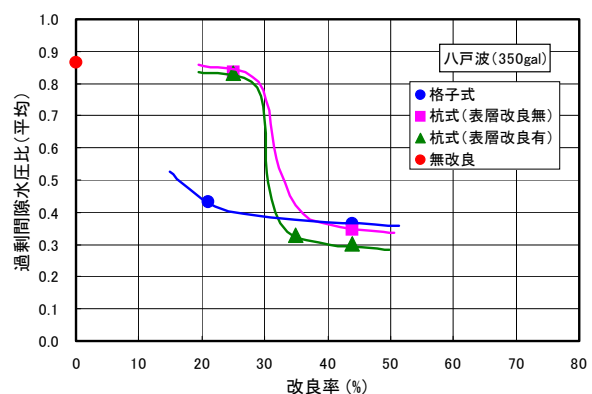


図-2 改良率と過剰間隙水圧比の比較

Analytical Study on the Liquefaction Countermeasure Effect of the Pile Type Deep Mixing Method

YOICHI YAMAMOTO NAOKI TAKAHASHI YUKIHIKO KUROKAWA

Key Words: Deep Mixing Method, Pile Type, Grid Type, Liquefaction, FEM Analysis

等分布荷重を受ける RC 板の耐力に関する実験的考察

篠崎 裕生 三上 浩 樋口 昇

キーワード : RC 板, 等分布荷重, 耐力

研究の目的

面外力を受ける RC 板の終局耐力に関する研究は、部分集中荷重を受けた場合の押抜きせん断に関するものは多く見られるが、等分布荷重のように載荷面積が比較的大きい場合の研究例は極めて少ない。また、このような RC 板のせん断力に対する検討については、例えば建築学会鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説では、通常用いられる床スラブは、「せん断応力度に対しては十分安全な場合が多く、特に検算を必要としない」としているのに対し、土木学

会コンクリート標準示方書では、「幅の広いはりとして、支点の近傍において一方向の断面内でせん断力に抵抗すると想定し、はりに準じて検討を行う」としているなどその取り扱い方が異なっている。このため著者らは、4辺単純支持正方形 RC 板のエアジャッキを用いた等分布荷重載荷試験を行い、その耐荷性状を明らかにするとともに、平板理論から非線形 FEM に至る各種方法による耐力評価手法の適合性検討を行った。

研究の概要

辺長 1.3m (支点間距離 1.0m)、厚さ 10cm の単純支持正方形 RC 板を用いて、エアジャッキによる等分布載荷試験を行った。試験体は、主鉄筋量を多く配置し (D16-100mm ピッチ)、平板理論による

発生断面力で計算した曲げ耐力/せん断耐力比が 5 以上になるよう設計した。

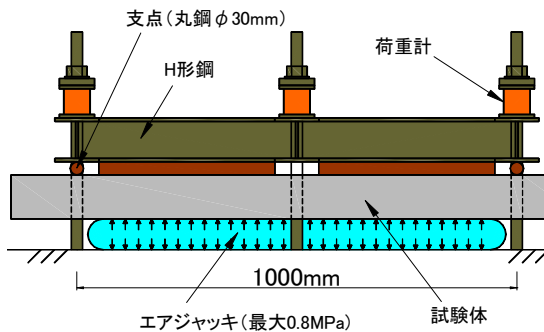


図-1 試験概要

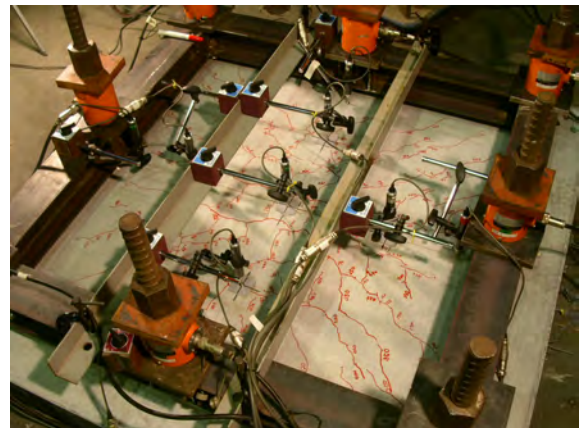


写真-1 試験状況

研究の成果

試験体はせん断で破壊することなく耐力が上昇し、エアバッグの載荷能力を超えたため、最大荷重は確認できなかった。平板理論 (図-2 簡易式による値)、降伏線理論、MacGregor 等の方法、非線形 FEM 解析それぞれの方法で算出した計算耐力と試験結果を比較し、以下の点が明らかとなった。

①平板理論による方法は、せん断耐力を過小評価する。②降伏線理論、MacGregor 等による方法、FEM 解析でほぼ同じ値となる。③FEM 解析では、境界条件の設定やせん断剛性低下率などのパラメータが計算結果に敏感である。

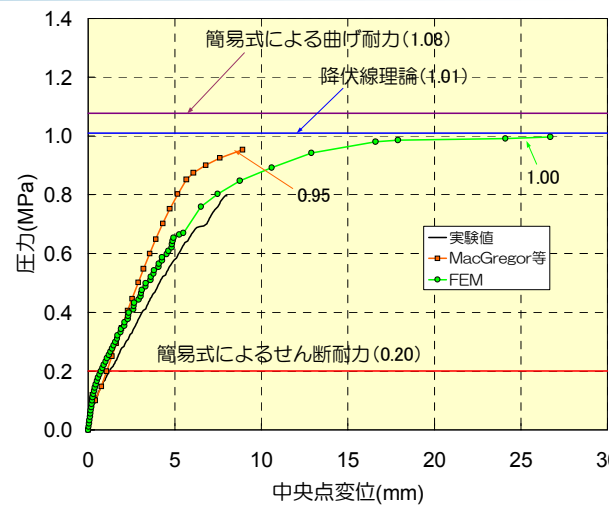


図-2 試験結果

Experimental Study on Ultimate Strength of RC Slab under Distributed Transverse Load

HIROO SHINOZAKI HIROSHI MIKAMI NOBORU HIGUCHI

Key Words : RC Slab, Distributed Load, Ultimate Strength

高強度コンクリートの品質向上に関する研究 — 仕上げと養生における塗布材料の効果 —

谷口 秀明 斯波 明宏 樋口 正典 藤田 学

キーワード：高強度コンクリート、仕上げ、養生、圧縮強度、乾燥収縮

研究の目的

PC 橋に使用される高強度コンクリートは、一般のコンクリートに比べてブリーディングが少ない。また、高強度コンクリートが使用される建築物、地下連続壁等に比べ、打込み開始直後から供用後に至るまで、通風や日射等により乾燥しやすい環境下に置かれる。しかし、一般に仕上げに関する記載はブリーディングが多い普通強度域のコンクリートが中心であり、養生に関しても散水や湿潤養生等が可能

な構造物・立地条件でその制限を受けない場合を想定したものである。最近では、表面仕上げを補助する材料（以下、仕上げ補助剤という）や養生剤の使用も広まりつつあるが、規格・指針類が存在せず、それらの品質、使用方法等は明らかではない。

そこで、本研究では、PC 橋を対象とした高強度コンクリートの仕上げと養生で使用する各種塗布材料の効果について実験的検討を行った。

研究の概要

実験には、早強ポルトランドセメントを用い、水セメント比を 40%（設計基準強度 40N/mm²程度を想定）、スランプを 8~12cm としたコンクリートを使用した。比較する塗布材料には、水溶性パラフィンワックス等の一般的な養生剤以外に、含浸系収縮

低減剤を加えた。コンクリートの品質の改善あるいは低下は、コンクリートの圧縮強度および収縮の改善効果、仕上り面と表面被覆材との付着強度への影響度、ならびにコンクリート中への仕上げ補助剤の混入の影響度の 3 点に着目し、実験により確認した。

研究の成果

本研究により、以下のことが明らかになった。

- ① 養生剤を塗布することにより、標準水中養生（湿潤養生）と同等の圧縮強度が得られる。ただし、仕上げ補助剤として使用した場合にはその効果はほとんど期待できない。
- ② 養生剤には乾燥収縮を低減させる効果があるが、これを目的とする場合には一般の養生剤よりも塗布型収縮低減剤の方が効果的である。
- ③ 仕上げ補助剤および養生剤がコンクリートの仕上り面と表面被覆材との付着強度に及ぼす影響は、塗布する材料の種類と時期、ならびにプライマーの種類によって異なる。
- ④ パラフィン系仕上げ補助剤の混入は、強度低下等の悪影響を及ぼすことから、仕上げ時に練り込まないようにする必要がある。

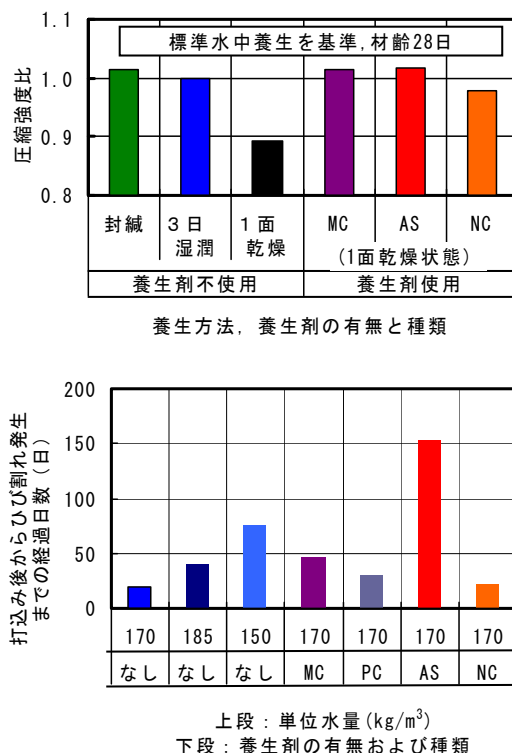


図-1 養生剤の圧縮強度および収縮ひび割れに対する効果

Study on Quality Improvement of High Strength Concrete Members
 - Effect of Coating Compound on Finishing and Curing -

HIDEAKI TANIGUCHI AKIHIRO SHIBA MASANORI HIGUCHI MANABU FUJITA

Key Words : High Strength Concrete, Finishing, Curing, Compressive Strength, Drying Shrinkage

処理方法により相違する打継性能の比較について

玉置 一清 竹之井 勇 佐田 達典

キーワード：打継目、せん断強度、曲げ強度

研究の目的

コンクリート構造物における打継目の凹凸形状はその処理方法によってさまざまとなっている。本報告は、実際の施工で標準的に用いられている打継目の多様な処理方法やその不具合が生じた場合などを

再現し、せん断強度試験および曲げ強度試験により、その性能を比較検討したものである。

研究の概要

表-1 に示す 8 種類の打継面の処理方法を施した二面せん断試験等を実施した。また、新コンクリート打込み前に打継面の凹凸形状を測定し、それを基に算定した平均深さなどの指標とせん断強度等との相関を検証した。

表-1 打継面の処理方法

No.	施工方法	備考
1	無処理	
2	チッピング	標準(入念に作業)
3	チッピング	程度(無処理部を残す程度)
4	遅延剤+高圧水	標準(翌日に高圧水処理)
5	遅延剤+高圧水	遅延剤が雨で洗い流されたと想定
6	遅延剤+高圧水	高圧水処理を4日後
7	遅延シート+高圧水	標準
8	形状成形シート	エアークャップ(φ10mm)
9	一体打ち	打継目なし

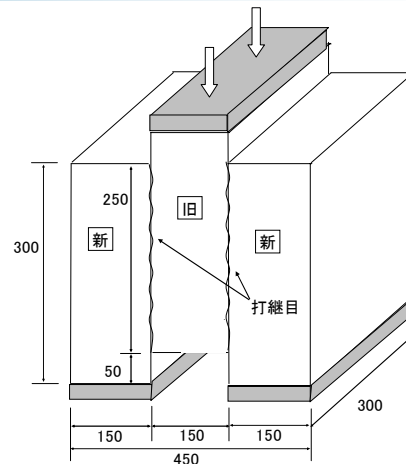


図-1 二面せん断試験

研究の成果

打継目のせん断強度は、標準的に施工したものに關しては一体型の 20~40%程度と処理方法によるばらつきが大きいことがわかった。凹凸形状の測定結果より算定した平均深さなどの指標と、せん断強度はおおむね比例関係にあると考えられる。ただし、

形状成形シートを用いた打継面は、凹凸形状が比較的小さいため、標準的に施工したものと同じ指標で扱うことはできないと考えられる。

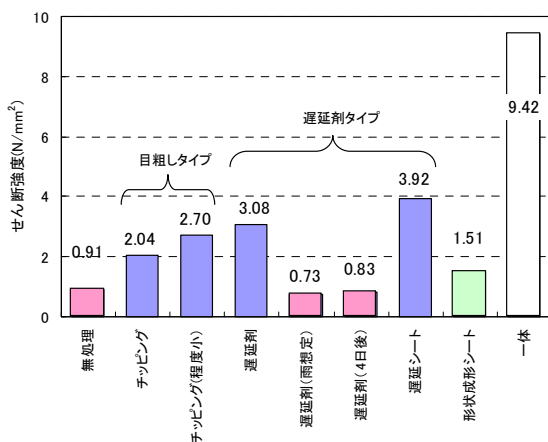


図-2 各処理方法によるせん断強度

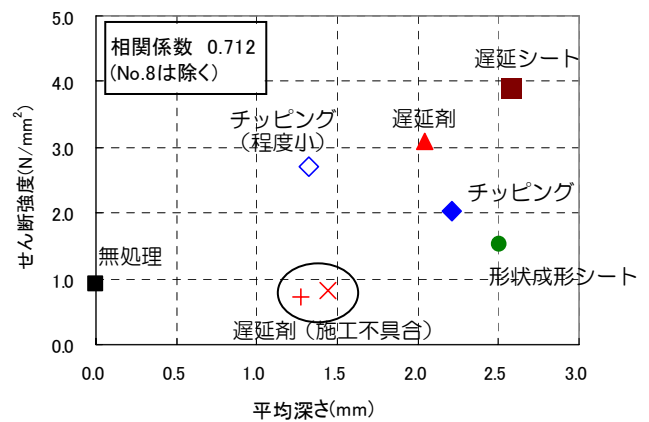


図-3 平均深さとせん断強度の関係

Comparative Study on Treated Construction Joints

KAZUKIYO TAMAKI ISAMU TAKENOI TATSUNORI SADA

Key Words : Construction Joint, Shear Strength, Flexural Strength

多孔質材料を用いたベントナイト混合土の配合設計に関する研究

高橋 直樹 黒川 幸彦 戸村 豪治 土居 洋一

キーワード：凝灰質砂岩、ベントナイト混合土、透水試験

研究の目的

廃棄物最終処分場において、廃棄物からの浸出水の漏洩を防止する遮水工は最も重要な施設のひとつである。構造基準で定められた遮水工のうち、粘性土層を設ける方法について、環境負荷低減およびコスト低減の観点から現地発生土にベントナイトなどの安定材を加え遮水性能を向上させた混合土層を採

用するケースが増えつつある。これをベントナイト混合土工法といい、当社は“ソイルレイヤー工法”という名称で研究開発を進めてきた。本研究では、ベントナイト混合土の適用範囲拡大を目的として、栃木県那珂川流域に分布する凝灰質砂岩砕石を母材とした場合の配合設計に関する検討を行った。

研究の概要

凝灰質砂岩（試料 A, B）を母材として用いたベントナイト混合土に対し、締固め試験および透水試験を実施して締固め特性や遮水性能を確認するとともに、限界添加率を用いた修正配合設計方法の適用可否を検証した。今回用いた凝灰質砂岩は微細空隙

比 γ （土粒子内の微細な空隙の体積比率）が 0.4～0.5 と大きい多孔質な材料である。図-1 に試料の締固め特性の例を示す。



写真-1 試料 A

写真-2 試料 B

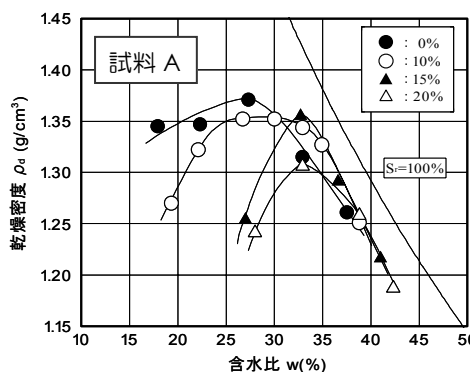


図-1 ベントナイト混合土の締固め特性

研究の成果

式(1)は、多孔質材料を対象として提案したマクロ間隙比を求める式である。式(1)を用いて求めたマクロ間隙比と添加率との関係を図-2 に示す。図から限界添加率（マクロ間隙比がゼロとなるベントナイト添加率で、透水係数が最小となる最適添加率を表す）は、試料 A が約 17%、試料 B が約 19%であることがわかる。これは、透水試験から確認された透水係数が一定となる添加率 15%～20%程度と整合するものであり、式(1)が凝灰質砂岩砕石のような多孔質材料へ適用可能なことが明らかとなった。

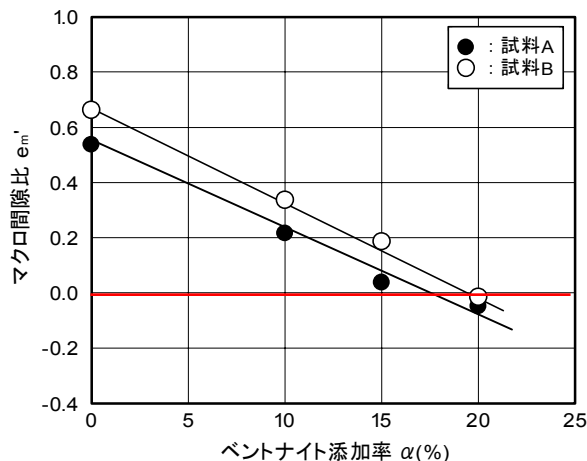


図-2 マクロ間隙比とベントナイト添加率との関係

$$e_m' = \rho_s \left(\frac{1 + \frac{\alpha}{100}}{\rho_{d \max \alpha}} - \frac{\frac{\alpha}{100} \cdot \beta}{\rho_b} \right) - (1 + \gamma) \quad (1)$$

Study on the Design Method of Bentonite Mixture Soil Liner
using Tuffaceous Sandstone

NAOKI TAKAHASHI YUKIHIKO KUROKAWA GOJI TOMURA YOUICHI DOI

Key Words : Tuffaceous Sandstone, Bentonite Mixture Soil Liner, Permeability Test

土砂投下時の汚濁拡散抑制に関する水槽実験

黒川 幸彦 戸村 豪治 泉 国彦 河村 俊治

キーワード：ダム貯水池，堆砂対策，汚濁拡散，水槽実験

研究の目的

ダム貯水池において堆砂の処理が従来から問題となっている。堆砂対策として堆砂を浚渫あるいは掘削し搬出する方法が一般的に行われているが、搬出処分に際していくつかの問題が生じている。このため、水力発電ダムの貯水池では、堆砂を貯水池内の大水深の死水域に投下する方法が検討されている。この方法を採用する場合、土砂投下時の汚濁防止が

重要となるが、ダム貯水池のような大水深でかつ閉鎖された水域へ土砂を投下した事例は少なく、この時の濁質の拡散現象は明らかになっていない。

そこで今回、貯水池内へ土砂投下を行う場合の汚濁防止対策を検討するために、濁質の拡散状況を確認する基礎的な実験を行った。

研究の概要

土砂投下時の濁質拡散状況を確認する水槽実験は5.5m×5.5m×4.0mの大型水槽を用いて実施した。縮尺約1/12として、水深約30mの場合を想定した実験である。土砂はポンプ圧送後トレミー管にて投下する設定で、加水した土砂を約10L/min投下し、水槽内での濁質の拡散状況を撮影画像などにより確認した。

二重トレミー管模型（外筒管φ50.9mm、内管φ31.9mm）を用いた場合と、同じ仕様のトレミー管の周囲に水底付近まで届く筒状の汚濁防止フェンス（φ150mm）を組み合わせた新型トレミー管を用いた場合の実験を行った。

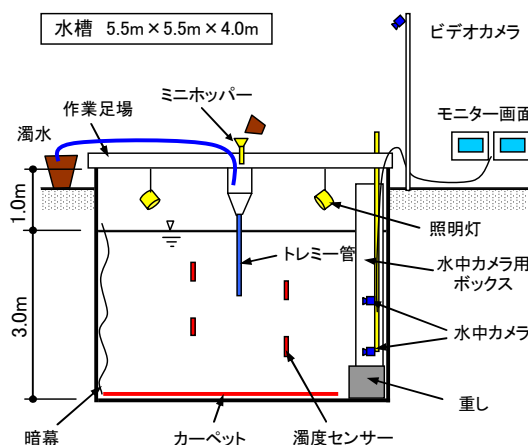


図-1 水槽実験装置概要

研究の成果

実験の結果、土砂および水の投下に伴い水流が誘起され、濁質の大部分はこの水流に乗って水底まで到達した後拡散するが、一部は沈降の途中で主流から逸れ、水平方向に拡がりながら緩やかに沈降するという濁質の拡散現象が確認された。

また、新型トレミー管については濁りの干渉沈降効果、整流効果、沈降水深短縮効果などによって、濁質の拡散抑制効果が非常に高いことを確認した。一度沈降した濁質は水槽内の水の循環によって再浮上するが、この再浮上についても新型トレミー管による抑制効果が確認できた。



写真-1 濁質の拡散状況

Water Tank Tests of Turbidity Diffusion Control with Soil Dumping

YUKIHIKO KUROKAWA GOJI TOMURA KUNIHICO IZUMI SYUNJI KAWAMURA

Key Words : Dam Reservoir, Sedimentation Problems, Diffusion of Turbidity, Water Tank Test

免震レトロフィット工事における鉛直変位管理システムの開発

鈴木 亨 小坂 英之 江頭 寛 中南 滋樹 鈴木 信貴 蔵田 富雄

キーワード：免震，耐震改修，変位，解析，積層ゴム，弾性変形

研究の目的

近年，既存建物の耐震改修工法として免震レトロフィットの適用が増加している。この工法は，既存建物の特定層を免震化することによって地震力を低減し，耐震性能を向上させる有効な補強方法である。しかしながら，施工に際しては，既存柱を切断するときに発生する鉛直変位や，積層ゴムが軸力を受けたときに発生する弾性変形が上部構造体に与える影響を最小限に抑えなければならない。

本報では，フラットジャッキを用いた鉛直変異制御方法について，その概要と実施例を報告する。

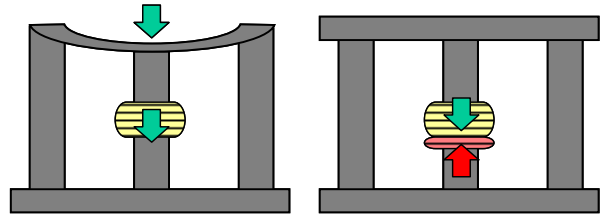


図-1 免震装置の弾性変形による上部構造体の変形

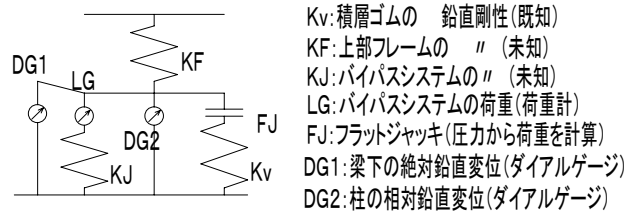
研究の概要

フラットジャッキは薄型の風船状ジャッキであり，同ジャッキを免震装置と柱躯体間に設置し，無収縮グラウト材を圧入することによって，免震装置に弾性変形を生じさせると同時に，サポートジャッキの荷重を免震装置に移動させる。フラットジャッキへの注入圧力は周辺架構の剛性等の影響を受けるため，周辺架構を図-3 に示すようにモデル化し，適切な注入圧力を算定するシステムとした。

また，実施工建物においては，3次元モデルによる施工過程のシミュレーションを実施し，施工の安全性を検証した。

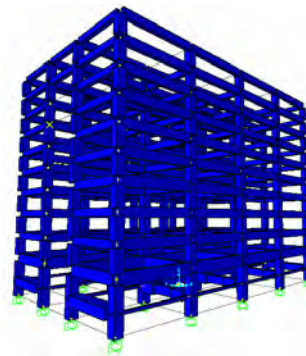


図-2 フラットジャッキの断面



Kv:積層ゴムの鉛直剛性(既知)
 KF:上部フレームの剛性(未知)
 KJ:バイパスシステムの剛性(未知)
 LG:バイパスシステムの荷重(荷重計)
 FJ:フラットジャッキ(圧力から荷重を計算)
 DG1:梁下の絶対鉛直変位(ダイヤルゲージ)
 DG2:柱の相対鉛直変位(ダイヤルゲージ)

図-3 周辺架構のモデル化



<解析条件>
 ・支持条件：1階柱固定 (受け替え柱以外)
 ・柱-梁接合部の剛域考慮
 ・スラブ協力幅や鉄骨による梁断面2次モーメントの割増し
 →両側スラブ付：2.0～2.2倍
 →片側スラブ付：1.7～1.9倍
 ・鉄骨による柱の断面積(柱の軸剛性)の割増し
 →1.2～1.6倍
 ・ジャッキ支持台のモデル化は行わない(支持台の鉛直剛性を考慮しない)

図-4 実施工建物の3次元モデル

研究の成果

実施工に本システムを適用しその効果を確認した。免震装置への荷重受け替え後の装置変形は 2~6mm となっているのに対し建物の変形は 0.5~2mm 程度に収まっており，今回の変位制御手法により装置個々の弾性変形や“なじみ”のばらつきを吸収し，高精度の施工が可能となったことを確認した。

表-1 ジャッキ部の最終変位

	mm				
	1	2	3	4	5
D	-0.936	-1.187	-1.340	-1.381	-0.683
C	-0.906	-1.131	-1.581	-1.664	-0.905
B	-0.455	-1.162	-1.714	-1.971	-0.678
A	-0.631	-0.893	-1.739	-1.446	-0.785

Development of Vertical Displacement Control System at Seismic Isolation Retrofitting

TORU SUZUKI HIDEYUKI KOSAKA HIROSHI EGASHIRA SHIGEKI NAKAMINAMI NOBUTAKA SUZUKI TOMIO KURATA

Key Words: Base Isolation, Seismic Retrofit, Displacement, Analysis, Laminated Rubber, Elastic Deformation

履歴型ダンパーの設置された制振建物の減衰評価に関する検討

平田 裕一 野田 博 作田 美知子

キーワード：減衰定数, 減衰評価方法, システム同定, 履歴減衰

研究の目的

近年、性能設計の必要性が高まる中で、制振構法を用いた事例が増加している。制振建物の減衰性能を評価することは設計上重要である。しかしながら、減衰性能の評価方法は数多く存在し、用いる方法に

より評価結果が異なることがある。本報告は、一般に用いられている減衰評価方法を整理するとともに、履歴型ダンパーを有する建物の地震および風応答解析を行い、履歴減衰の評価を試みた。

研究の概要

本研究は、既往の減衰評価手法の整理と履歴型ダンパーを組み込んだ集合住宅の基本スタディに分かれる。既往の減衰評価方法は、自由振動波形から推定する方法、周波数応答から推定する方法、時刻歴波形から推定する方法として整理し、それぞれの減衰評価方法を示した。

履歴型ダンパーを組み込んだ集合住宅の基本スタディでは、地震応答解析を対象に ARX モデルによるシステム同定の方法を適用し、次式により振動数、減衰定数を評価した。

$$f_j = \frac{|\log_2 P_j|}{2\pi\Delta T} \quad h_j = \frac{-\log_2 P_j|}{2\pi f_j \Delta T}$$

ここに、 f_j : j 次振動数, h_j : j 次減衰定数,
 P_j : z 平面における伝達関数の極,
 ΔT : サンプル時間

応答波形の減衰評価区間の終点を 3 秒から 10 秒まで 1 秒ピッチ、それ以降は 10 秒ピッチとして解析し、履歴減衰の非定常性を検討した。

風応答解析では、最大応答変位から想定した履歴型ダンパーの定常ループから、等価粘性減衰定数と等価剛性を評価し、その値に基づいた弾性応答解析を行った。弾塑性応答解析結果との比較および複素固有値解析により、風応答における減衰定数を検討している。

研究の成果

履歴型ダンパーを組み込んだ建物の頂部加速度波形から ARX モデルによりシステム同定を行った結果を図-1 に示す。図より、ダンパーが降伏を始める 5 秒以降から 1 次、2 次ともに振動数が低下するとともに、減衰定数が増加する傾向が見られ、1 次 $h_1=4.42\%$ 、2 次 $h_2=7.81\%$ のピーク値に達している。そこから、地震動の主要動の終了に伴い、固有振動数が再び増加し、減衰定数は、1 次 $h_1=3.68\%$ 、2 次 $h_2=7.01\%$ に収束している。本ダンパーの付加減衰は、波形全体を対象とする場合は、主要動を対象とする場合の約 83% であり、評価する目的に応じて適切な値を選択する必要がある。

図-2 に風応答解析結果を示す。図より、最大変位から想定した等価剛性と等価減衰では、応答量を過小評価している。実際の応答は、各レベルの振幅が混在するので、最大振幅での履歴面積による減衰評価は、やや過大になると考えられる。

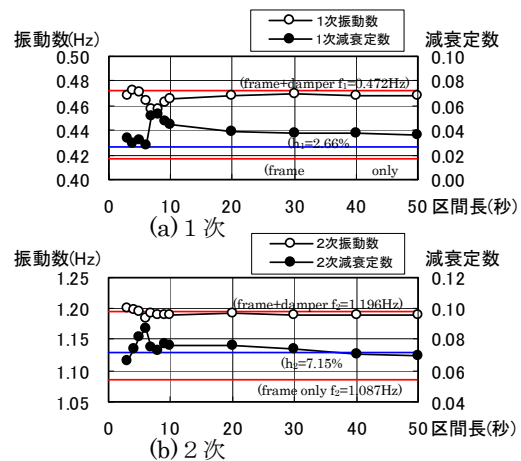


図-1 地震応答解析による減衰評価結果

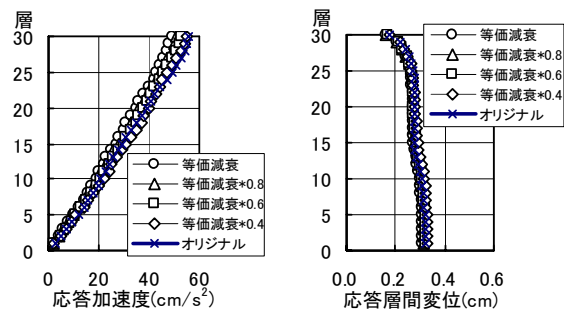


図-2 風応答解析による減衰評価結果

Study on Damping Ratio of Building with Hysteretic Dampers

YUICHI HIRATA HIROSHI NODA MICHIKO SAKUTA

Key Words : Damping Ratio , Evaluation method , System Identification , Hysteretic Damping

フローティングネットを用いた石油タンクの液面揺動抑制装置の開発

中南滋樹 谷垣正治 立見栄司 鈴木亨 野田博 松野秀夫 寒川慎也

キーワード：石油タンク，液面揺動，フローティングネット，制震システム

研究の目的

2003 年十勝沖地震では苫小牧を中心に数多くの石油タンクの浮屋根が大きな損傷を受けた。石油タンクの損傷対策は同種事例の再発防止の観点から重要な課題となってきた。

本報ではフローティングネットを用いた液面揺動抑制装置を開発(図-1)するとともに、縮尺模型と実大タンクによる振動実験を実施し本装置の減衰効果の確認を行った。

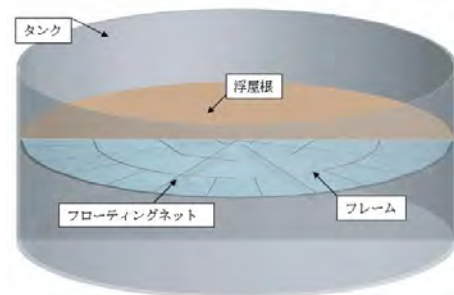


図-1 液面揺動抑制装置の概要図

研究の概要

縮尺模型実験(写真-1)の実験ケースは、スイープ実験、自由振動実験、ランダム加振実験とし各ケースにおいて水のみ、浮屋根のみ、フローティングネットあり(4種類)の6条件の実験を行った。自由振動実験結果から振幅依存性を考慮した本装置の減衰定数推定式を導いた。また、本装置の設計法を提案するとともにランダム加振実験結果により既往の波高推定式が適用可能であることを検証した。

泡注入による加振を行い両加振時における本装置の減衰効果を調査した。

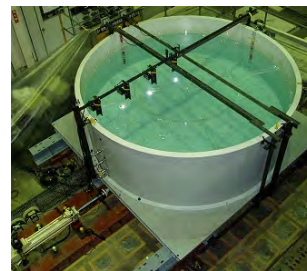


写真-1 縮尺模型実験状況

写真-2 実大タンク

実大タンク(写真-2)の振動実験は、人力加振と気

研究の成果

縮尺模型実験におけるスイープ加振結果を図-2に、ランダム加振結果を図-3に示す。本装置の減衰効果は、ネットの抵抗係数、等価受圧面積、タンクの内径および加振振幅に依存するが、共振振動からランダム振動にわたってタンクの液面揺動を抑制する。その減衰特性は加振振幅が大きくなるほど減衰性が増加する振幅依存性を示す。実大タンクによる自由振動波形を図-4に示す。実機における小振幅領域においても本装置の減衰効果が確認された。

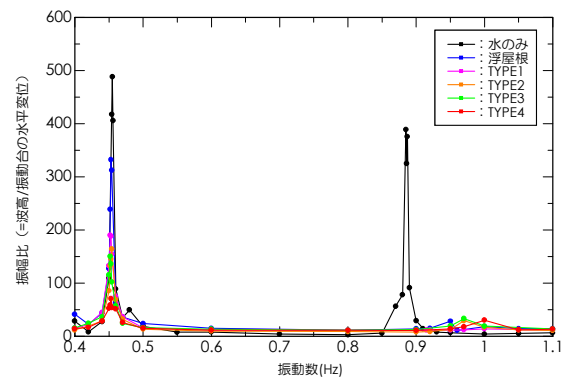


図-2 振幅比と振動数の関係

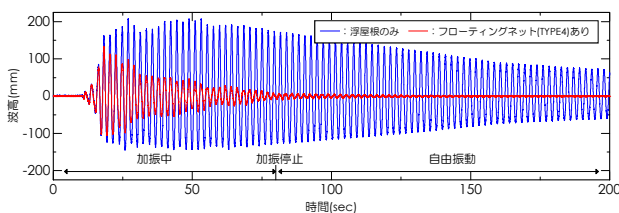


図-3 ランダム加振結果(2003 十勝沖地震 EW 成分)

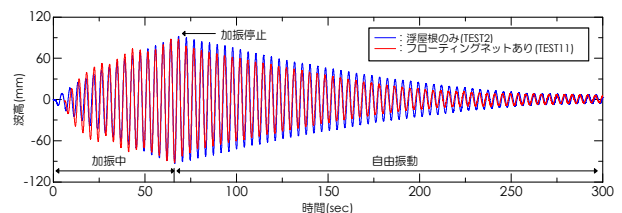


図-4 実大タンクにおける自由振動波形

Development of Sloshing Damping Devices for Oil Storage Tanks using Floating Nets

SHIGEKI NAKAMINAMI MASAHARU TANIGAKI EIJI TATSUMI TORU SUZUKI

HIROSHI NODA HIDEO MATSUNO SHINYA SANGAWA

Key Words ; Oil Storage Tanks, Sloshing, Floating Nets, Passive Response Control System

LES による液体スロッシングダンパーの再現

野田 博 立見 栄司 中南 滋樹

キーワード：数値流体計算, LES, スロッシング現象, 矩形水槽

研究の目的

水槽内の液体スロッシングの現象把握は、液体同調ダンパーの調整や貯水槽内の液体挙動の解明等、さまざまな分野に展開できる。本研究で CFD によりスロッシング現象の再現を試みた。自由液面位置の

計算は HSMAC 法による速度の修正段階で連続の式を満たすように水面位置を算出する方法を用い、この手法のスロッシング現象への適用性について検討した。

研究の概要

本論文で対象とした検証モデルは図-1 に示す矩形水槽である。また、水槽中央部にスロッシングの低減を目的とした減衰ネットを設置した場合についても検討した。

に自由液面を有する場合、微小時間 δt の間に自由液面以外の面からの流入流出量が δt 後の自由液面の移動量として自由液面位置を計算した。

数値流体計算手法にはスタッガード格子による差分法を用いた。乱流モデルは標準スマゴリンスキーモデルによる Large Eddy Simulation とした。

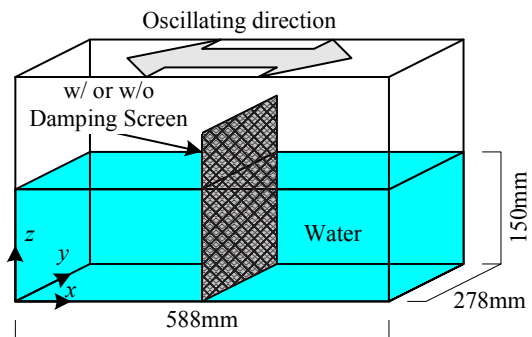


図-1 対象とした矩形水槽

自由液面位置は、HSMAC 法により圧力と速度を反復修正する際に、計算セルに自由液面を有する場合速度 Flux の合計が 0 になるよう速度を修正するのではなく、液面移動させて計算セル内の流体体積を変化させることで算出した。すなわち、計算セル

研究の成果

加振振動数と波高振幅の関係を図-2 に示す。計算で求めた共振時の波高振幅は実験結果とよい対応をしている。共振振動数に差異が認められるがその差は極めてわずかである。減衰ネットがある場合には共振振動数付近で計算と実験で減衰ネットの効果に差異があり、計算による波高振幅は実験結果より大

きくなっている。共振時における水槽内の流速ベクトルと自由液面を図-3 に示す。波高振幅がほとんど 0 のときに流速が高くなり、流速が最大となる場所は中央部液面付近である。これは微小振幅を仮定した波動理論による解とおおむね等しい。以上のように本研究で採用した自由液面計算法のスロッシング現象への適用の妥当性が確認された。また CFD により水槽内の流れの詳細な観察が可能となった。

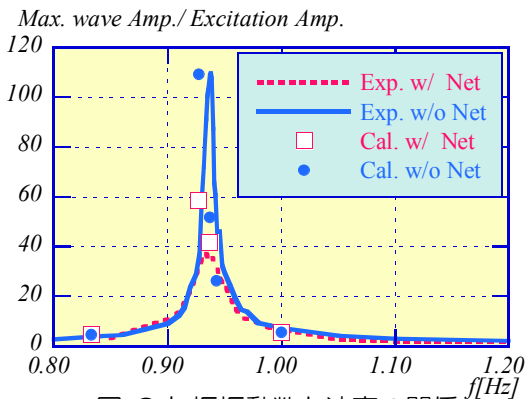


図-2 加振振動数と波高の関係

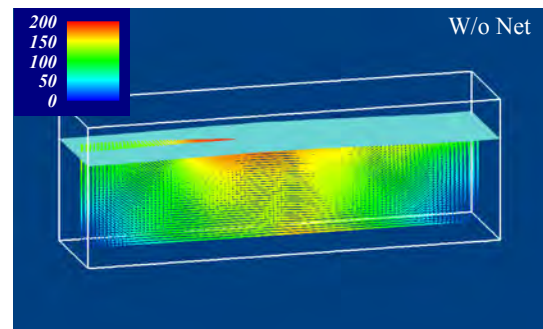


図-3 自由水面変位と流速ベクトル

Reproduction of Sloshing Phenomena in Rectangular Tank by LES

HIROSHI NODA EIJI TATSUMI SHIGEKI NAKAMINAMI

Key Words :CFD, LES, Sloshing, Rectangular Tank, Free Surface

Fc150N/mm²級高強度コンクリートの実用化に向けての検討

西本 好克 河上 浩司 松田 拓

キーワード：高強度コンクリート，構造体コンクリート，圧縮強度発現，養生方法，フレッシュ性状

研究の目的

設計基準強度 (Fc) 150N/mm² 級までの高強度コンクリートを、試験室の試験練りミキサと、東京都心部のレディーミキストコンクリート工場 (生コン工場) の実機ミキサで練り混ぜ、各種円柱供試体の

強度発現や、模擬試験体の温度履歴ならびに強度発現を確認した。その結果より養生方法、施工時期そして試験体形状と強度発現の関係を確認し、強度補正值の評価を行った。

研究の概要

室内試験は3箇所、実機試験は1工場で実施し、フレッシュ性状や標準養生供試体の強度、模擬試験体の温度履歴ならびに圧縮強度を確認した。模擬試験体は柱を模擬して1m角のブロックの上下を断熱した試験体 (普通柱) と、周囲4面をさらに断熱した試験体 (断熱柱)、その他500mm角程度のブロックの周囲6面を断熱した試験体 (小型) を用意した。

採取したコア試験体の強度を図-3に示す。標準養生では結合材水比7.0程度で強度の頭打ち傾向がみられるが、コアではみられないことが確認された。また、普通柱では、養生温度が低い冬期に強度が低くなる傾向があるが、周囲を断熱することで改善される。

フレッシュ性状の経時変化の例を図-1に示す。爆裂対策として樹脂粉末を投入するとスランブフロー値が低下するものの、練混ぜ開始後150分まで性状は安定している。

標準養生供試体の強度を図-2に、模擬試験体より

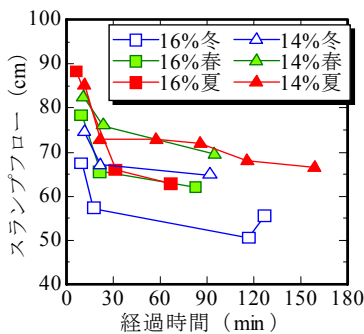


図-1 経時変化の例

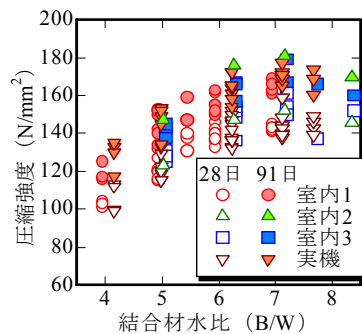


図-2 標準養生強度

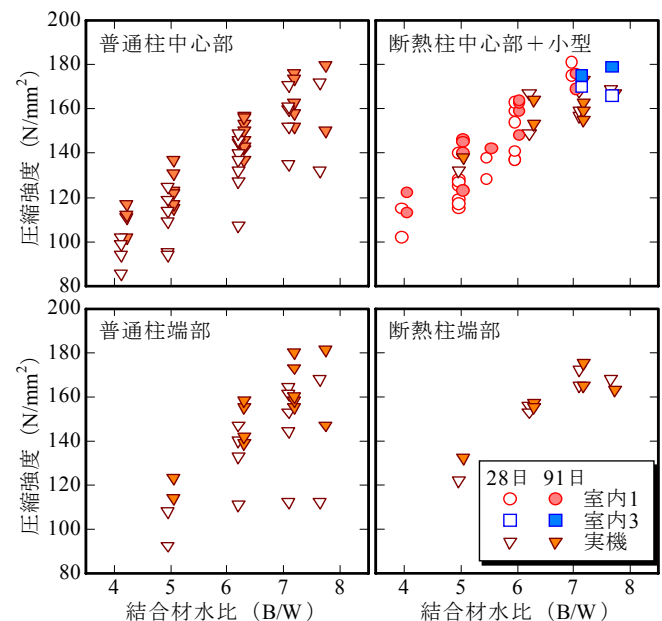


図-3 コア供試体強度

研究の成果

本研究で得られた知見としては以下の通りである。

- 1) 150 N/mm² 級高強度コンクリートが市中の生コンプラントで十分に製造できることと練混ぜ開始後150分までに、十分なフレッシュ性状を維持できることを確認した。
- 2) 爆裂対策として樹脂繊維を混入すると、その後でのフレッシュ性状の変化が大きい。

- 3) 標準養生では結合材水比7.0程度で強度の頭打ち傾向がみられるが、50°Cを超える初期高温履歴を受けた場合、頭打ちは明確とならない。
- 4) 冬期の普通柱ではコア強度が低下する傾向があるが、周囲を断熱することで改善された。

Study for Practical Application of Fc150N/mm² Class High-Strength Concrete

YOSHIKATSU NISHIMOTO HIROSHI KAWAKAMI TAKU MATSUDA

Key Words :High-Strength Concrete, Structural Concrete, Strength Development, Curing Method, Fresh Properties

初期高温履歴を受けた超高強度コンクリートの自己収縮特性

松田 拓 河上 浩司 西本 好克

キーワード：超高強度コンクリート，自己収縮，初期高温履歴，積算温度，膨張材

研究の目的

超高強度コンクリートには大きな自己収縮ひずみが発現し、その増進特性は水結合材比 (W/B) のほかに、初期の養生温度に大きく影響される。

合理的なひび割れ対策手法の構築には、施工条件下での自己収縮ひずみの適切な予測が求められる。

本研究は、設計基準強度 120,150N/mm² 級 (W/B=16, 14%)の超高強度コンクリートを対象とし、初期発熱による高温履歴条件下での、①自己収縮特性の確認、②膨張材による自己収縮低減効果の確認、③自己収縮ひずみ予測手法の確立 を目的とした。

研究の概要

結合材には低熱ポルトランドセメントにシリカフュームを質量比で 10%置換したもの (以下 LSF) を使用し、低添加型のエトリンガイト - 石灰複合系膨張材を用いた。それぞれのコンクリートについて作

製した口100×100×400mm の自己収縮試験体を、雰囲気温度を 20℃一定条件および実測値よりモデル化した初期高温履歴条件に制御した槽内に存置し、自己収縮ひずみを測定した。

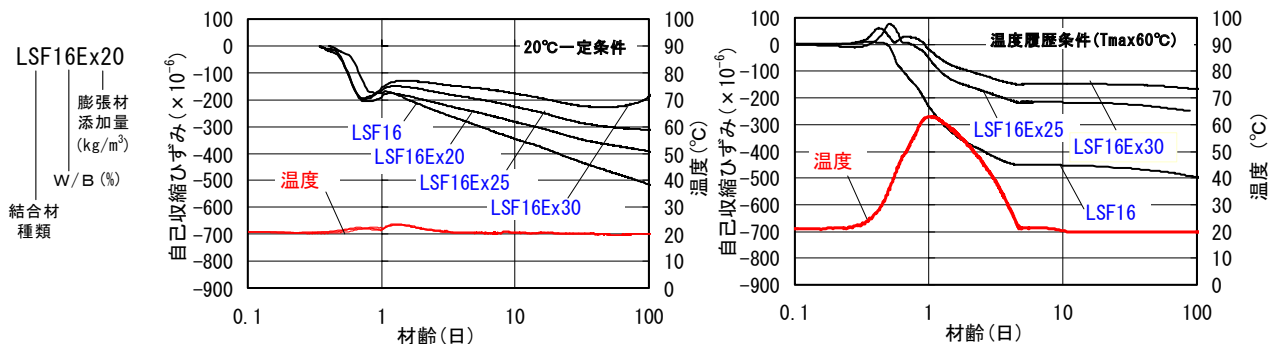


図-1 自己収縮ひずみ測定結果

研究の成果

一連の試験結果より以下を明らかにし、自己収縮ひずみ予測手法を提案した。

- ①初期高温履歴条件下での自己収縮ひずみは 20℃一定条件下に比べ初期に大きく増進し、温度降下後は非常に緩やかになる。また、初期発熱時の最高温度が高いほど、自己収縮ひずみは大きい。
- ②同一温度条件下での自己収縮ひずみ増進特性と圧縮強度増進特性は類似している。
- ③膨張材による自己収縮の低減効果は初期高温履歴条件下でも得られ、添加量に伴い大きくなる。
- ④初期高温履歴条件下の自己収縮ひずみ発現 $\epsilon_{as} (\times 10^{-6})$ は、20℃一定条件下の自己収縮ひずみ $\epsilon_{as20} (\times 10^{-6})$ と最高温度 $T_{max} (^\circ C)$ および積算温度 $M (^\circ C \cdot Hr)$ を用いて予測式(1)により評価できる。

$$\epsilon_{as} = \epsilon_{14as} / \epsilon_{14as20} \times \epsilon_{as20} \times [1 - \exp\{-\alpha(M - M_0)^b\}] \quad (1)$$

ここに、 ϵ_{14as} 、 ϵ_{14as20} ：初期高温履歴および 20℃一定条件下の、それぞれ材齢 14 日での自己収縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)、 α 、 b ：自己収縮増進特性を表す係数

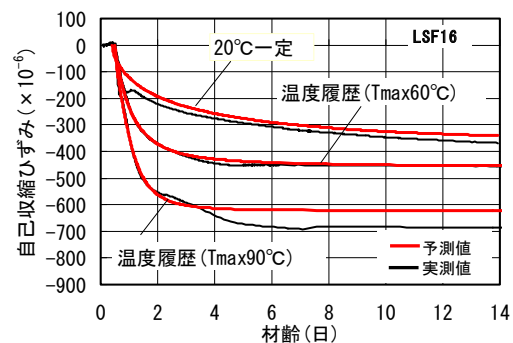


図-2 自己収縮ひずみの予測値と実測値

Autogenous Shrinkage Characteristic of Ultra High-Strength Concrete under High-Temperature Career at an Early Age

TAKU MATSUDA HIROSHI KAWAKAMI YOSHIKATSU NISHIMOTO

Key Words: Ultrahigh-Strength Concrete, Autogenous Shrinkage, Temperature Career at Early Age, Maturity, Expansive Additive

高強度コンクリートの強度発現に与える初期温度履歴の影響に関する研究

河上 浩司 松田 拓 西本 好克

キーワード：強度発現, 高強度コンクリート, 温度履歴, 低熱ポルトランドセメント, シリカフューム

研究の目的

高強度コンクリートを構造体に打設した場合、自らの水和熱により初期高温履歴を受け、その結果、構造体コンクリート強度は標準養生や 20℃封かん養生で得られる強度よりも低くなると認識されている。しかしながら、設計基準強度 150N/mm²級の高強度コンクリートでは、構造体コンクリート強度が長期材齢にわたって標準養生や 20℃封かん養生強

度を上回る現象が報告されている。そこで、低熱ポルトランドセメントとシリカフュームを結合材として、100N/mm²を超えるコンクリートを練り混ぜ、採取した供試体にモデル温度履歴を与えて、長期材齢にわたり構造体コンクリート強度が標準養生や 20℃封かん養生強度を上回る条件を検討した。

研究の概要

結合材は低熱ポルトランドセメントとシリカフュームの組合せとし、水結合材比は 3 水準 (14.3%,16.7%,20.0%) を用意した。養生方法は標準養生と 20℃封かん養生、図-1 に示すモデル温度履歴 (6 パターン) とした。

強度発現を積算温度により評価した結果を図-2 に示す。設定到達温度が 40℃ではどの水結合材比についても材齢 28 日前後で 20℃養生供試体の強度のほうが高くなる。一方、60℃になると水結合材比 16.7% と 14.3%では、材齢 91 日になっても高温履歴を受

けた供試体のほうが高強度であることが確認された。また、この傾向はいずれの結合材でも同様であった。

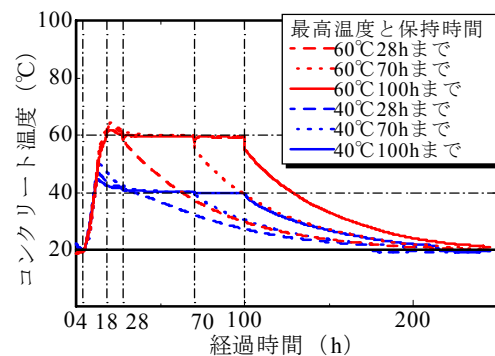


図-1 モデル温度履歴

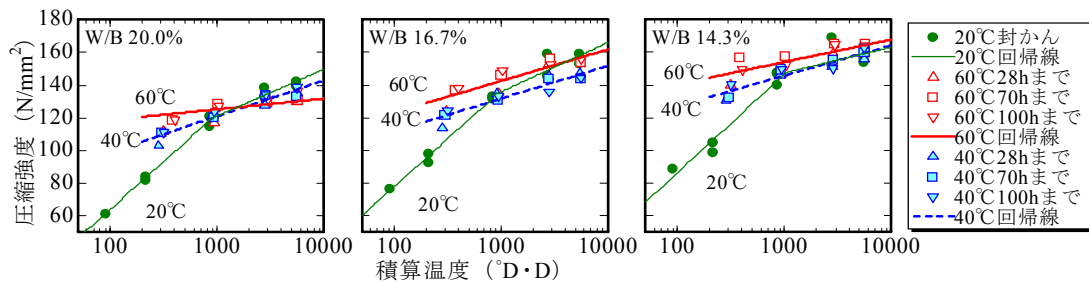


図-2 積算温度による強度発現評価

研究の成果

本研究で得られた知見としては以下の通りである。

- ①水結合材比が 17.0%程度以下 (設計基準強度で 120N/mm²程度以上) の高強度コンクリートでは、構造体コンクリート強度が標準養生や 20℃封かん養生の 91 日強度を上回る場合がある。
- ②水結合材比が 17.0%程度以下のコンクリートが、到達温度 60℃の初期高温履歴を 10 時間以上受

けた場合、構造体コンクリート強度が標準養生や 20℃封かん養生強度を上回った。

- ③水結合材比が 17.0%程度以下のコンクリートであっても初期高温履歴の最高温度が 40℃では、その受熱時間にかかわらず構造体コンクリート強度が標準養生や 20℃封かん養生強度を上回ることにはなかった。

Study on the Influence to Strength Development of High-Strength Concrete by Temperature Career at Early Age

HIROSHI KAWAKAMI TAKU MATSUDA YOSHIKATSU NISHIMOTO

Key Words : Strength Development, High-Strength Concrete, Temperature Career, Low-Heat Portland Cement, Silica Fume

コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発 —スラグコンクリート杭の強度測定への適用—

立見 栄司

キーワード：非破壊検査，衝撃弾性波，弾性波速度，圧縮強度，スラグコンクリート

研究の目的

A共同住宅新築工事の場所打ちコンクリート杭には高炉スラグ骨材を用いたスラグコンクリートが使用された。一般に、場所打ちコンクリート杭の杭頭部では、スライム等の混入により強度発現不良が懸念されるため、余盛管理と称し、増し打ちしたコンクリートを根切り時に撤去する杭頭処理が行われている。これにより、低品質なコンクリートを除去して健全なコンクリートを確保するとしている。しか

研究の概要

当工事では4社の生コンプラントのコンクリートを用いた。そこで、各プラントから出荷されたコンクリートの実機試験の際に、7、14、28、56および91日の5齢について、15本ずつ円柱供試体を作製し、標準養生を施した後、弾性波速度測定と圧縮強度試験を行い、弾性波速度と圧縮強度との相関関係を求め、その相関関係に回帰することによりプラントごとの圧縮強度推定式を作成した。

写真は杭頭の強度測定状況である。振動検出器をコンクリート表面に当て、その延長線上を打撃して

し、スラグコンクリートの使用実績は極めて少ないため、余盛管理の確認を目的として、非破壊圧縮強度推定法による杭頭の強度測定を行うこととした。

本報告は、スラグコンクリートを使用した場所打ちコンクリート杭の杭頭強度測定に、本強度推定方法を適用した結果をまとめたもので、推定精度を検証するため、同位置から採取したコア供試体の圧縮強度との比較検討を行ったものである。

発生させた衝撃弾性波の伝播速度を測定した。圧縮強度は、測定された弾性波速度を対応するプラントの圧縮強度推定式に代入することにより求めた。

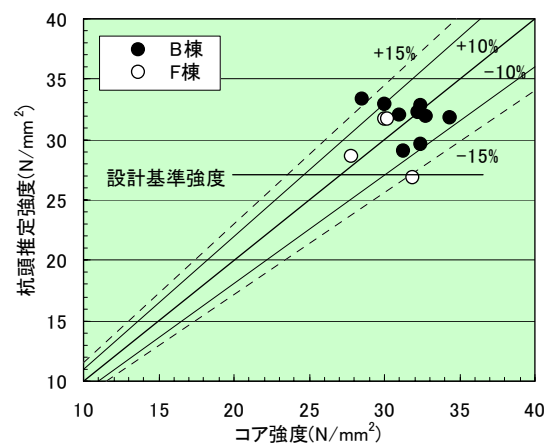


研究の成果

本強度推定法を場所打ちコンクリート杭の杭頭強度測定に適用し、推定強度が設計基準強度を満足していることを直接数値で確認し、また、スラグコンクリートへの適用において特異性は見られなかったことを確認した。これにより、本強度推定法の効果および有用性が検証された。

右の図は杭頭の推定強度とコア強度との関係である。コア強度に対する推定強度の差の割合は、13本の杭について測定した結果、ほとんどは±10%以内であったが、2本のみが±15%を若干超えていた。したがって、推定精度は全般的には実用的なものであることが明らかになり、実機試験に基づきプラントごとに作成した圧縮強度推定式の妥当性が確認さ

れた。強度測定には、コンクリートごとの圧縮強度推定式を用いることが推定精度向上に寄与することを確認した。



Development of Nondestructive Inspection Method for Estimating Concrete Strength
—The Application to Slag Concrete Piles—

EIJI TATSUMI

Key Words: Nondestructive Inspection, Impact-Elastic Wave, Elastic Wave Velocity, Compressive Strength, Slag Concrete

柱梁接合部内に機械式継手を用いた RC 造架構の加力実験 — 普通強度材料による架構実験 —

新上 浩 小坂 英之 山中 久幸 谷垣 正治 平野 秀和

キーワード：柱梁接合部，プレキャストコンクリート，機械式継手，付着，支圧

研究の目的

プレキャスト化率の高い鉄筋コンクリート造建築物の施工法として、柱梁接合部内に機械式継手を用いて梁主筋を接合し、柱梁接合部のコンクリートを現場打設する工法が多く採用されている。

本研究は、柱梁接合部内で機械式継手を用いて梁主筋を接合する鉄筋コンクリート造架構の構造性能

に関するものであり、前年度報告では高層建物を想定した比較的高強度の材料（コンクリート F_c54 ，せん断補強筋 SHD685）を用いた十字形架構の加力実験結果を報告した。本報告では、使用範囲の拡大をねらいとした、前年度報告より低強度の材料を用いた十字形架構で実施した加力実験について報告する。

研究の概要

試験体は、約 1/1.7 縮尺の十字形架構で、梁主筋を通し配筋とした N-C30，スリーブとねじふし鉄筋の隙間にモルタルを充填する方式の継手を用いて梁主筋を接合した TJ-C30，TJ-C39，ねじふし鉄筋を接続するカプラーにモルタルを注入する方式の継手を用いて梁主筋を接合した FJ-C30 の使用する継手の種類を実験因子とした総数 4 体である。TJ-C30 と TJ-C39 では、コンクリート強度のみが異なる。

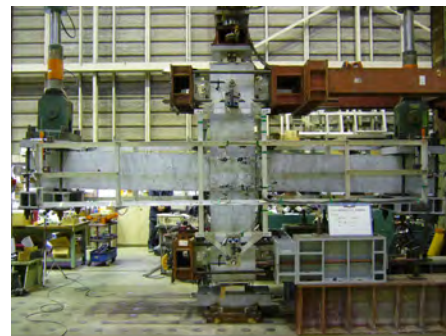


写真-1 TJ-C30 試験体加力状況

研究の成果

柱梁接合部内に機械式継手を用いた架構の構造性能は、機械式継手の形状によって異なる。履歴吸収エネルギーは、TJ 継手の試験体は通し配筋の場合と同等以上であったが、FJ 継手の試験体はやや小さかった。ただし、通し配筋の架構にみられた最大荷重以降の荷重低下は小さかった。また、TJ 継手を用いた架構において、コンクリート強度を高くした場合、

履歴吸収エネルギーの増大が見られた。

継手の見かけの付着力 F_f を、継手端部の支圧抵抗力 F_1 と継手表面の付着抵抗力 F_2 とに分離した。その結果、TJ 継手の場合は大半が F_2 であり、FJ 継手の場合は変形角 R の増加とともに F_2 が減少し F_1 が増加する傾向が見られ、 $R=1/50$ rad 時で F_1 と F_2 がほぼ同程度であった。

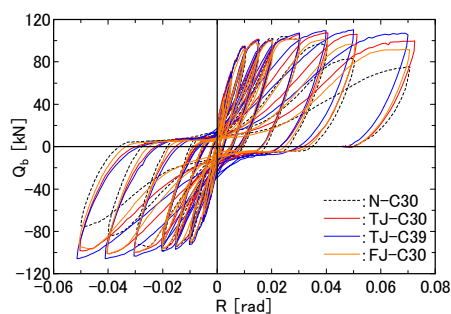


図-1 梁せん断力ー変形角関係

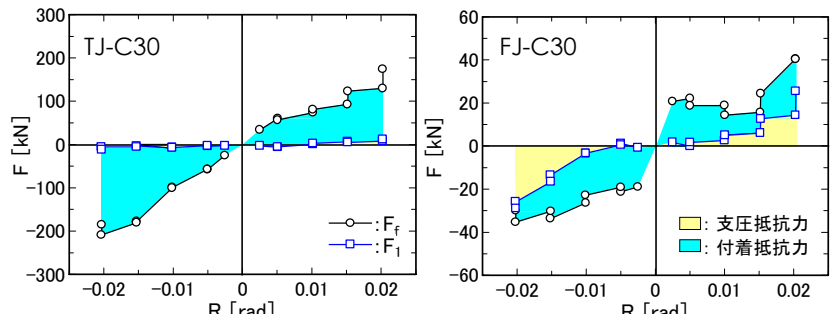


図-2 継手の見かけの付着力

Loading Tests of RC Frames Arranged Mechanical Splices within Beam-Column Joint

-Test of RC Frames Using Normal Strength Materials-

HIROSHI SHINJO HIDEYUKI KOSAKA HISAYUKI YAMANAKA MASAHARU TANIGAKI
HIDEKAZU HIRANO

Key Words : Beam-Column Joint, Pre-cast Concrete, Mechanical Splice, Bond, Bearing

フルPCa アンボンド PC 床工法の長期荷重実験と曲げ荷重実験

江頭 寛 山中 久幸 谷垣 正治 小坂 英之 松本 啓二 蓮尾 孝一

キーワード：プレキャスト、アンボンドPC、長期たわみ、段差付き床

研究の目的

集合住宅の床には、自由度の高い住居計画を可能とする大スパン化と仕上げ床のバリアフリー化が求められている。筆者らはこれらに対応するアンボンドPC工法による段差付きの床スラブを開発し、同スラブのフルプレキャスト化について検討した。

本研究では実大フルプレキャスト(フルPCa)床スラブの長期荷重実験と曲げ荷重実験の結果について報告する。



写真-1 実大架構試験体

研究の概要

フルPCa床板は中空部を有する一方向のアンボンドPC構造であり、スパン中央部に段差部を有している。本床スラブの長期たわみ性状を確認するために実大架構試験体による長期荷重実験を実施した。本試験体には合計8枚のPCa床板が支持されており、床スラブの内法スパン(L=10,600mm)に対する厚さ(t=300mm)の比t/Lは1/35.3である。

曲げ荷重実験では設備開口部を有する実大PCa床板の破壊形式の確認を行った。

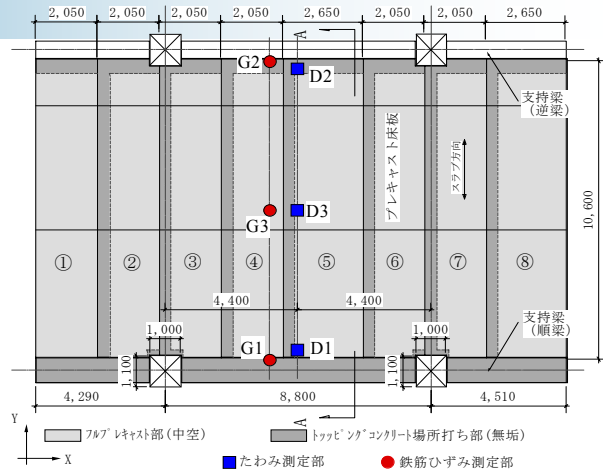


図-1 実大架構試験体の2F床伏図

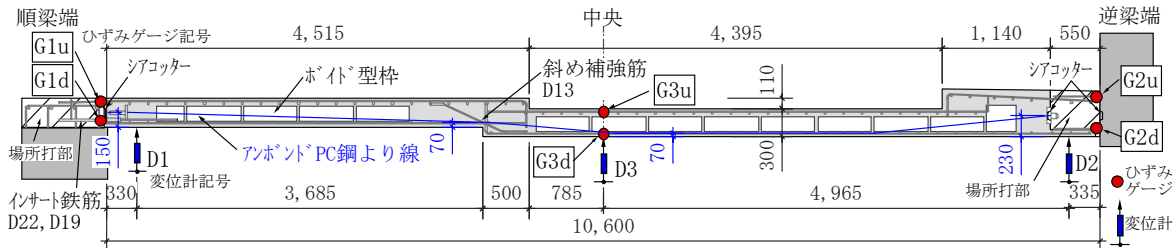


図-2 フルPCa床板のPC鋼線の配置と計測点 (図-1, A-A断面)

研究の成果

長期荷重実験による長期たわみはRC規準による計算値に比べて安全側に推移しており、長期たわみ倍率は約2となることを確認した。

曲げ荷重実験による崩壊形は、段差部や設備開口部における局所的な破壊を伴わない3ヒンジモードとなり、曲げ終局荷重は既往の計算式で安全側に評価できることを確認した。

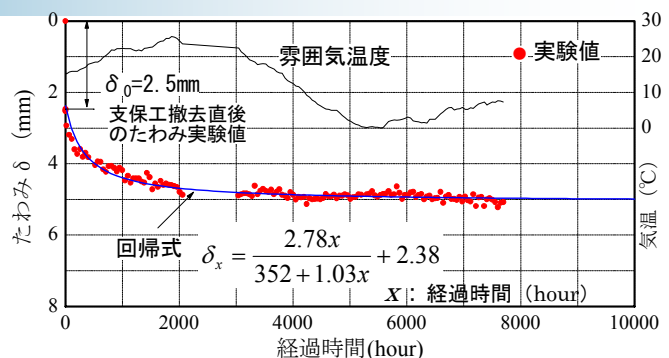


図-3 長期たわみの経時変化

Long-term Loading and Bending Tests of Precasted RC Slabs using Unbonded Prestressing Strand

HIROSHI EGASHIRA HISAYUKI YAMANAKA MASAHARU TANIGAKI HIDEYUKI KOSAKA KEIJI MATSUMOTO KOICHI HASUO

Key Words : Precast, Unbonded Prestressed Concrete, Long-term Deflection, Slab with Step Portion

フルプレキャスト大スパンスラブの振動特性について

岩本 毅 嶋田 泰 赤尾 伸一 松本 啓二

キーワード：床衝撃音 フルプレキャストスラブ 振動特性 インピーダンスレベル

研究の目的

集合住宅のスラブ厚さは、重量床衝撃音、たわみ、振動などの観点から、スパンが大きくなるほど厚くなる傾向にある。その結果、建物全体の重量においてスラブの占める割合が増大することとなり、一方

ではスラブ重量の低減が課題となっている。

今回、フルプレキャストの大スパンスラブによる実物大の模型を施工し、スラブ重量の低減を目的として、床衝撃音性能に関する実験的検討を行った。

研究の概要

試験体は図-1に示すような梁間方向に梁を持たない大型スラブである。8枚のフルPCaの床板で構成されている。ハッチをかけたところがフルPCa部分、白抜き部分が現場打ちコンクリートである。スラブの全厚は一般部分が300mmのポイドスラブで、アンボンドスラブを採用している。断面形状は水場部分のレベルを下げた段差スラブである。

床衝撃音レベルについては下階に1住戸分の間仕切壁を施工し、測定した。

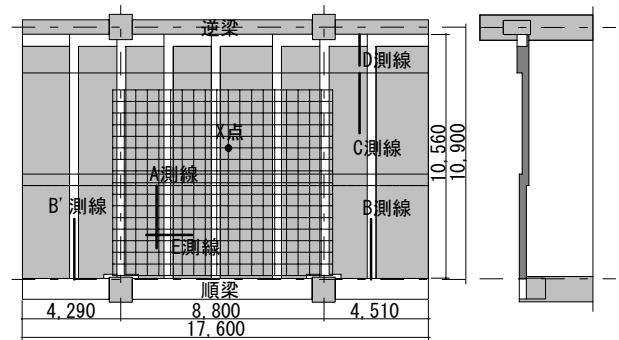


図-1 試験体概要

測定は駆動点インピーダンスと床衝撃音レベルについて行った。このうち、駆動点インピーダンスについては梁および段差部の拘束効果、スラブ全体の振動性状の把握を中心とする測定とした。

研究の成果

図-2にX点におけるインピーダンスレベルを、図-3に63Hz帯域のインピーダンスレベル分布を示す。大スパンスラブにおいては、63Hz帯域にモードが多く現れ、拡散振動に近い性状をしている。

あれば拘束効果は大きいですが、重量床衝撃音の決定周波数付近においては、拘束効果は期待できないことがわかった。

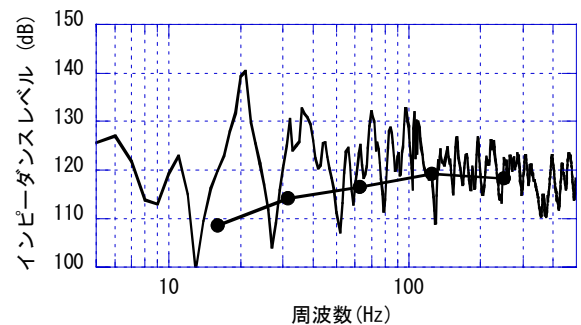


図-2 スラブ中央のインピーダンスレベル

図-4に板のジョイント部の衝撃時間内インピーダンスレベルを示す。ジョイント部については多少のインピーダンスの低下が見られるが、板の振動性状(図-3)に対しての影響は少ない。

また、スラブ段差については比較的高い周波数で

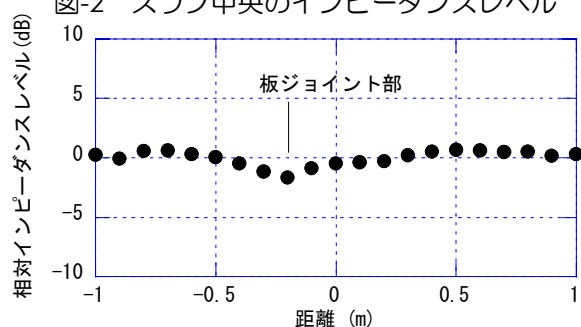


図-4 PCa ジョイント部周辺の衝撃時間内インピーダンスレベル

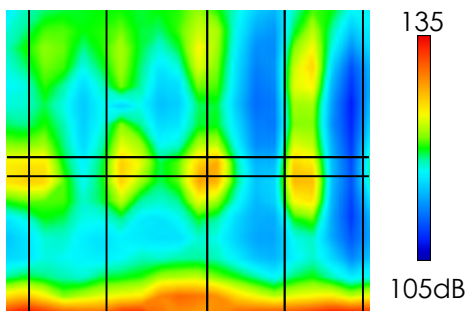


図-3 インピーダンスレベル分布
63Hz 1/3octave band

Experimental Study on Vibration Characteristics of Full Precast Large Span Slab

TAKESHI IWAMOTO YASUSHI SHIMADA SHIN-ICHI AKAO KEIJI MATSUMOTO

Key Words : Floor Impact Sound, Full Precast Slab, Vibration Characteristics, Impedance Level

地下鉄振動を受ける壁式構造の建物内振動伝搬特性に関する研究

山岸 邦彰 谷垣 正治 岩本 毅 原田 浩之

キーワード：地下鉄振動，壁式構造，固体伝搬音，伝達関数，質点系モデル，同調質量ダンパー

研究の目的

これまで固体伝搬音の予測および対策を実施するための基礎資料を収集する目的で鉄道振動の振動測定を行ってきた。特に建物内の振動伝搬特性は多質点系モデルによる伝達関数で比較的説明がつかうことが分かってきた。これらの解析結果から上下動に対する建物の振動伝搬特性はスラブの撓み振動など建物各部位の振動の影響が大きいことが分かってきた。

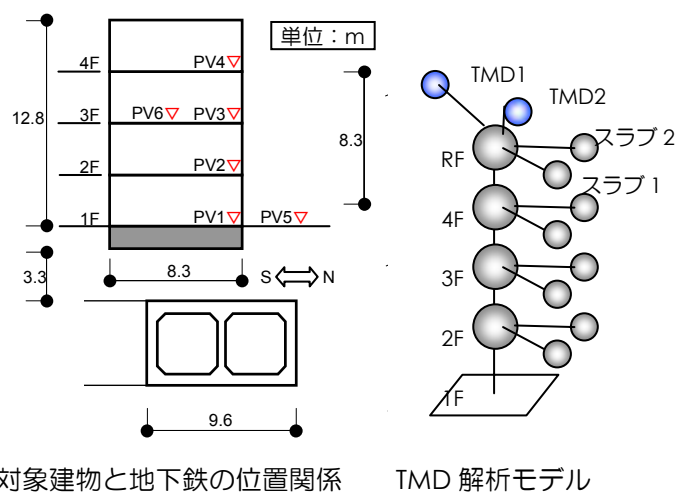
研究の概要

対象建物は平面が約 10m×8m の L 字形をした 4 階建の共同住宅である。構造種別は RC 造，構造形式は壁式，基礎は直接基礎である。騒音対策として基礎直下に厚さ 50mm の防振用のゴムシートを基礎全面に敷いている。測定には加速度計を用いた。

解析モデルはスラブの振動特性を考慮した多質点系モデルを使用した。

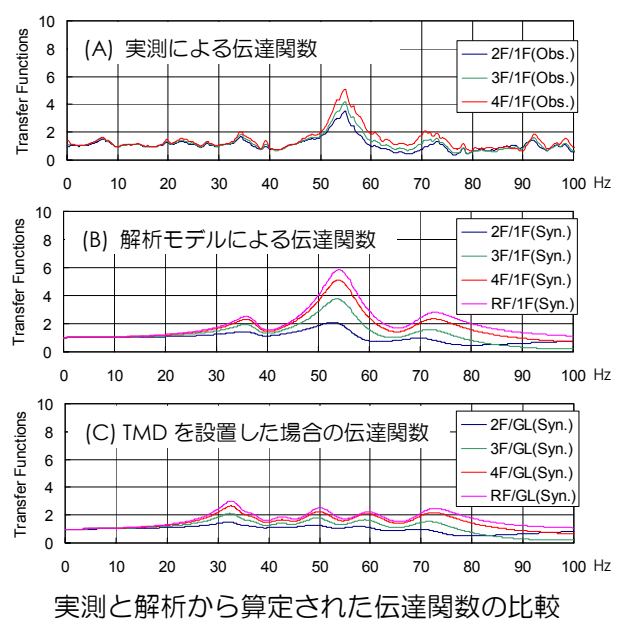
同調質量ダンパー (TMD) による振動低減効果の検討は，質量比をパラメータとした振動数の異なる複数の TMD を最上階に設置した多質点系モデルによる解析を行った。

本研究では，地下鉄軌道直上に建つ直接基礎の壁式建物の振動測定を実施する機会が得られたので，実測と解析による伝達関数の比較および解析の妥当性の検証を行った。また，固体音低減対策の一方法として同調質量ダンパーの設置を考え，固体伝搬音が問題となる振動数領域の振動低減効果について解析的な検討を行った。



研究の成果

右図の(A)は実測から算定した伝達関数(スペクトル比)である。55Hz 付近に建物の上下動 1 次モードに相当するピークが見られる。これに対して，多質点系モデルから算定した伝達関数を(B)に示す。55Hz 付近のピーク振動数および振幅が適切に評価されているだけでなく，スラブ振動に起因する 35Hz や 73Hz 付近に見られる小さなピークおよび 40Hz や 65Hz 付近に見られる落ち込みについても解析モデルで評価されていることが分かる。また，この解析モデルに TMD を設置したときの伝達関数が(C)である。55Hz 付近の顕著なピークは低減され，広い振動数領域で増幅率を低減することができ，解析的に TMD による振動低減効果を確認することができた。



Study of the Vibration Propagation of RC Wall Structure excited by Subway

KUNIAKI YAMAGISHI MASAHARU TANIGAKI TAKESHI IWAMOTO HIROYUKI HARADA

Key Words : Excitation by Underground Pass, Wall Structure, Structure Born Sound, Transfer Function, Mass System,

Tuned Mass Damper

圧送排水が排水立て管システムに与える影響に関する基礎的研究

西尾 新一 高橋 雅寿 塚本 幸助 杉原 茂樹

キーワード：排水システム, 圧送排水, 集合住宅, リニューアル

研究の目的

集合住宅におけるリニューアルや事業用建物から集合住宅へのコンバージョン需要の増大、スケルトンインフィル型集合住宅（SI住宅）に関する認識の定着など、住戸内水周り設備のフリーレイアウトに対する市場要求が高まっている。これらの要求に応える手段として、重力式の緩勾配排水方式や無勾配で排水可能な機械排水方式（真空吸引式や圧送式）が提案され、多くの実験的検討が進められているほか、それらの一部は市販化・実用化がなされている。

本研究は、機械排水方式のうち、市販の圧送排水ポンプユニット（以下、圧送ユニット）を既存の中・高層集合住宅に部分採用する場合を想定し、排水能力に及ぼす影響の把握、採用上の課題抽出、および課題解決方法の検討を目的とする。本報では、集合住宅にて多用されている旋回型特殊継手排水システムを用いた排水実験タワーにおいて、圧送排水が特殊継手排水システムの排水能力に及ぼす影響の把握を目的とした基礎的な実験結果について報告する。

研究の概要

実験は、K社の排水実験タワー3階部分に右図の供試排水横枝管を接続し、以下の模擬負荷を与えた場合における排水立て管内圧力の変動を測定した。

- a) 重力排水：サイフォン型大便器（T社CS80）
- b) 圧送排水：圧送ユニット（汚水・雑排水兼用）
- c) 重力排水：定流量負荷（1.0L/s）
- d) 圧送排水：圧送ユニット（雑排水専用）
- e) 圧送排水：同上（洗濯洗剤排水）

また、空気調和・衛生工学会規格SHASE-S-218に準拠し、上階からの排水負荷（7～9階、0.0～7.0L/s）を与えて実験を行った。

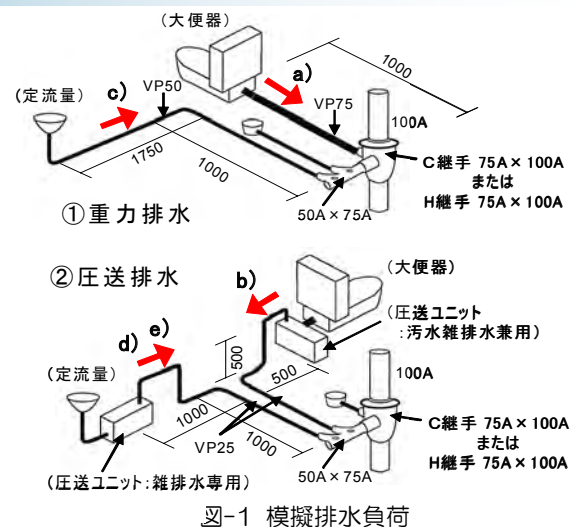


図-1 模擬排水負荷

研究の成果

圧送排水の場合、ポンプ発停による排水流量の脈動、小口径排水管による高流速かつ満水状態の排水が通気継手に流入することによる影響が懸念された。

実験結果より、排水能力に及ぼす影響は、排水システムの合計負荷流量が支配的であり、システムが本来有する排水能力の範囲内であれば圧送ユニットの増設は実用上の問題がないことを確認した。

また、洗剤泡排水による実験において、圧送ポンプの攪拌により排水の泡立ちが促進され、管内圧力変動が±20～40Pa程度大きくなる傾向を確認した。

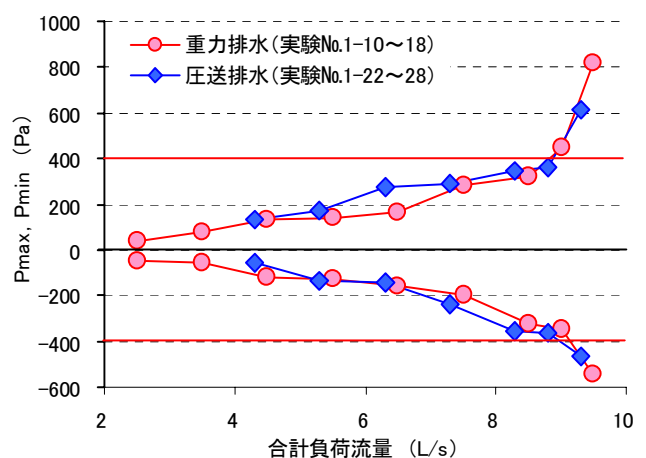


図-2 合計負荷流量とシステム最大・最小圧力の関係

Basic Study on the Influences of Pressured Drainage to Drainage Stack System

SHIN-ICHI NISHIO MASATOSHI TAKAHASHI KOUSUKE TSUKAMOTO SHIGEKI SUGIHARA

Key Words : Drainage System, Pressured Drainage, Residential Building, Renewal

層風力分割数が弾塑性風応答解析に及ぼす影響について

作田 美知子 野田 博 平田 裕一

キーワード：層風力, 弾塑性応答, 分割数, 層間変位, 累積塑性変形倍率

研究の目的

弾塑性履歴ダンパーを有する超高層建物の風応答解析には、各層に作用する層風力の時刻歴が必要となる。風圧実験から得られる層風力を用いて弾塑性応答解析を行う場合、風圧実験により、4~6層ごとに層風力を測定し、その間の層は同じ層風力を用い

て応答解析を行う。このとき、層風力の分割数が、応答結果に影響することが予測される。

本研究では、分割数が弾塑性風応答解析結果に及ぼす影響について検討した。また、応答値のアンサンブル平均数によるばらつきについても検討した。

研究の概要

解析対象建物は、各層に弾塑性履歴ダンパーを配置した RC 造 30 階の集合住宅とし、建物形状は幅 B=30m, 奥行 D=30m, 高さ H=96m とした。振動モデルは 30 質点の等価せん断モデルであり、風方向振動と風直角方向振動を別々に計算した。建物頂部での風速は、建設地を粗度区分Ⅱ相当、レベル

2 を想定し、30 層分の異なる層風力を同時に発生させた。設定した層風力では風方向、風直角方向ともに下 10 層程度でダンパーの降伏耐力を上回る。

検討ケースは表-1 に示す 4 ケースとし、各ケース 600 秒×10 サンプルの結果をアンサンブル平均し、層分割数による応答結果への影響を検討した。

表-1 検討ケース

検討ケース	風外力
ケース1 (層分割数30)	全層異なる層風力を用いる (例:30層→30層の層風力,29層→29層の層風力)
ケース2 (層分割数10)	3層ごとに同じ層風力を用いる (例:30,29,28層→30層の層風力)
ケース3 (層分割数6)	5層ごとに同じ層風力を用いる (例:30,29,28,27,26層→30層の層風力)
ケース4 (層分割数3)	10層ごとに同じ層風力を用いる (例:30,29,28,27,26,25,24,23,22,21層 →30層の層風力)

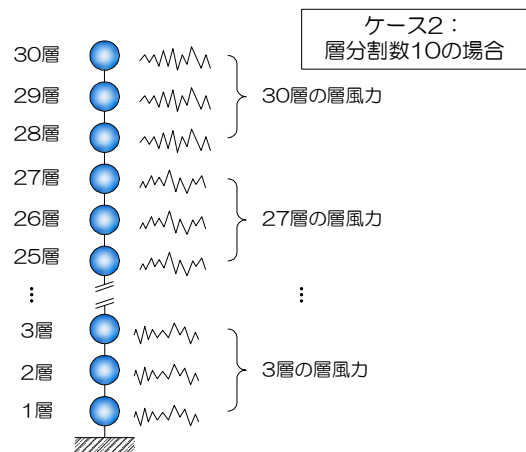


図-1 層風力の入力方法例

研究の成果

層分割数が少なくなるに従い、風方向、風直角方向ともに応答値を大きく見積もる。このとき、層分割数による影響は層間変位よりも、累積塑性変形倍率で大きくなる。風方向の各層の最大層間変位と累積塑性変形倍率を図-2 に示す。ケース1とケース2の差は、層間変位ではほとんどなく、累積塑性変形倍率においても10%以内である。

また、アンサンブル平均数による応答値のばらつきを検討し、アンサンブル平均数5つ以上では、最大層間変位の差は10%以下となることがわかった。

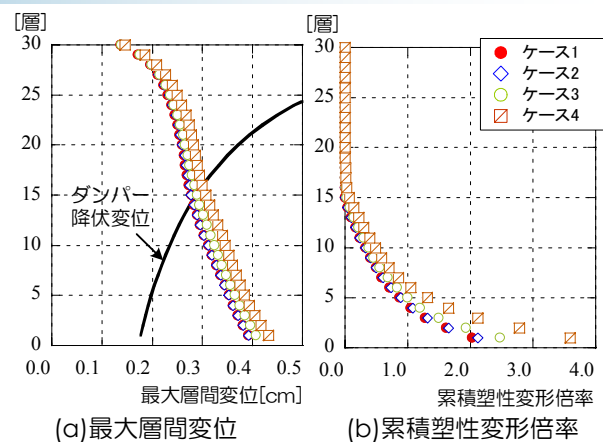


図-2 風方向の応答解析結果

Effects of Division Number of Layer Wind Forces on Elasto-plastic Response Analysis

MICHIKO SAKUTA HIROSHI NODA YUICHI HIRATA

Key Words : Layer Wind Forces , Elasto-plastic Response , Division Number , Story Drift , Cumulative Plastic Deformation Ratio

論文・報告

IC タグを用いた車両運行管理システムの開発

Development of Vehicle Monitoring System using Active RFID

佐田 達典 TATSUNORI SADA
 山地 宏志 HIROSHI YAMACHI
 大津 慎一 SHUN-ICHI OHTSU
 長野 祐司 YUJI NAGANO

土木技術部 山田 文孝 FUMITAKA YAMADA
 機電部 泉 国彦 KUNIHICO IZUMI

供用中の高速道路本線を使用して工事用車両を運行する工事を対象として、IC タグを用いた車両運行管理システムの開発を行った。工事用車両の仮インター出口で一般車両の誤進入を防ぐために車両の誘導を行うが、出口直前に長大トンネルがあるため、トンネル内での工事用車両位置をリアルタイムに正確に把握する必要がある。GPS 等のシステムが使用できないため、電池内蔵 IC タグを使用したシステムを採用した。高速走行中の車両検知に対する IC タグの利用可能性を基礎実験、現場実証実験によって検証してシステムを構築した。

キーワード：IC タグ，車両運行管理，安全管理

The vehicle monitoring system using active RFID was developed for the safety operating of the construction vehicles such as dump trucks passing among the general traffic vehicle on the free way. Especially, this system had been adapted for the monitoring the dump trucks passing in the long range tunnel near the temporary exit lump set up for the adjacent tunnel construction. This paper describes the results of the basic investigations and the on-site examinations, and the outline of the practical system use.

Key Words: IC Tag, Vehicle Monitoring System, Safety Control System

1. はじめに

高速道路のトンネル工事において、供用中の高速道路本線を利用して掘削土を搬出するという特殊条件下で、一般車両への安全対策を主眼として電池式ICタグを用いた車両運行管理システムの構築を行った。

当該工事では工事用車両用に仮インター入口、出口を設置して運行を行っているが、特に仮インター出口で一般車両が誤進入することのないよう、的確な誘導が求められている。しかし、出口直前に長大なトンネル（延長約 2.4km）があり、車両がトンネルから出てくるまで誘導員からの見通しが効かない状況にある。そこで、トンネル内での車両位置をリアルタイムに的確に把握し、誘導員に知らせるシステムが求められていた。

タクシー等業務車両の運行管理システムにはGPS（全地球測位システム）を用いたシステムが汎用的に用いられている。しかし、GPS衛星からの電波受信が長時間中断する長大なトンネル内では、システムを有効に利用す

ることが難しく、また、車両の位置を基地局へ送信する手段がない。

そこで、本件ではICタグ¹⁾を利用した車両検知とトンネル内に設置した LAN によって、誘導員にトンネル内での車両運行状況を知らせるシステムを採用した。適用に当たっては、高速走行中の車両検知に対する利用可能性を設置条件等を含めて基礎実験、現地実証実験を行って検証しシステム構築を進めた。

車両検知のシステムは工事用車両にICタグを搭載し、トンネル内のチェックポイント 5 箇所 IC タグのリーダーを設置している。各チェックポイントで車両のICタグからの電波を検知して車両通過を認識し、現在位置を誘導員へ知らせる仕組みとなっている。ICタグには電池内蔵タイプと無電池タイプとがあるが、今回はリーダーからの検知距離が長い電池内蔵タイプを採用した。

本稿では、主として基礎実験と現地実証実験の概要を報告する。

2. システム構成

(1) 概要

電池内蔵のICタグを工事用車両の運転席に装着し、車両番号を識別する情報を載せた電波を常時一定間隔で発信する。トンネル内路側には受信装置としてアンテナ・リーダーを設置し、ICタグを装着した工事用車両がアンテナ設置部を通過するときに、電波を検知して車両番号を識別する。検知した情報は有線および無線 LAN 等を介してモニター用のパソコンに伝送され、誘導用モニター画面によって工事用車両の接近情報を確認することができる(図-1)。

(2) ICタグとリーダー・アンテナ

ICタグとリーダーの関係を図-2に示す。今回使用するシステムはICタグに電池が内蔵されたタイプであるので、ICタグから電波を発信し、リーダーで受信してIDを読み取る方式である。

本システムで使用するICタグは表-1に示すように電波の発信間隔が最短で0.2秒である。また、表-2のようにリーダーによるタグ検知可能範囲(半径)は最大で20mとされている。表-3に外部アンテナの仕様を示す。

表-1 ICタグの主な仕様

項目	仕様
送信周波数帯	314.5473 MHz (微弱電波)
ID	32ビット
変復調方式	2値FSK方式(NRZ)
電源	コイン型リチウムイオン電池
送信間隔	0.2秒~24時間
サイズ	35×53×8.5(mm)
重量	15g

表-2 リーダーの主な仕様

項目	仕様
受信周波数帯	314.5473MHz (微弱電波)
受信方式	スーパーヘテロダイン方式
通信距離	理論値 20.0m
電源	DC 5V AC アダプタ
サイズ	120mm×210mm×45mm

表-3 外部アンテナの主な仕様

項目	仕様
指向性	水平指向性：無指向性 垂直指向性：上 45°，下 30°
利得	2.14dBi
サイズ	540mm (アンテナ部長さ)

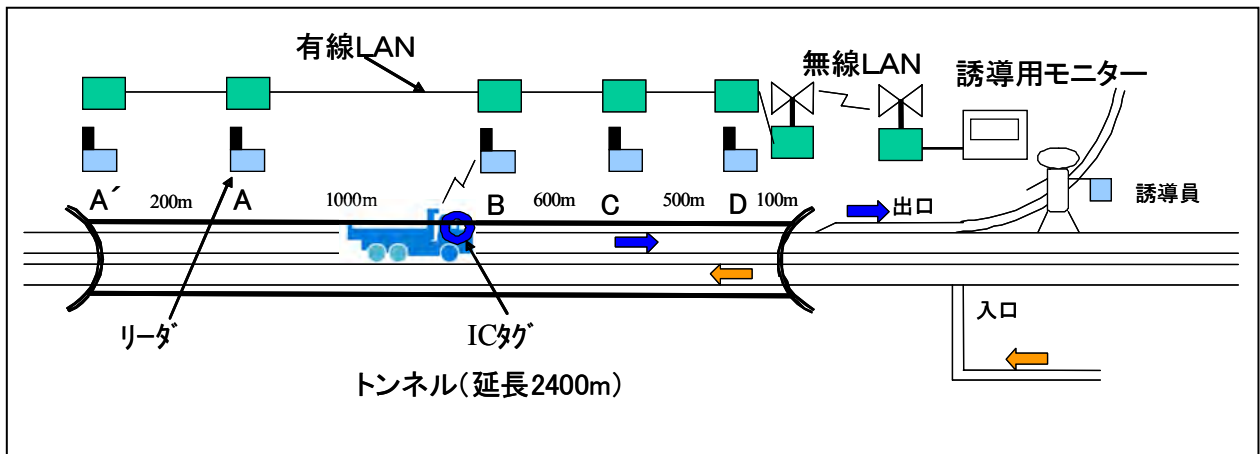


図-1 システム概要

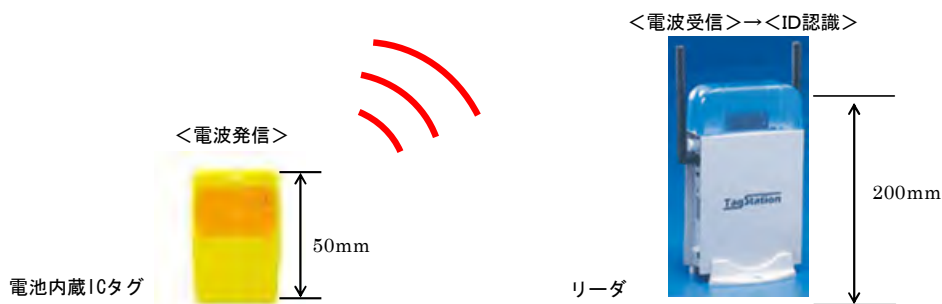


図-2 電池内蔵ICタグとリーダー

3. 基礎実験

(1) 実験計画

a) 実験概要

高速移動体に搭載したICタグ電波の検知可能性を検証するため、技術研究所内で基礎実験を実施した。ICタグを搭載した車両を時速 40km（一定速度）で走行させて、3 台のリーダー・アンテナで検知する実験を行った（図-3）。ICタグの電波発信間隔は 0.2 秒に設定した。

実験の比較条件として

- ① ICタグの設置場所（車内，車外）（図-4）
- ② リーダー背面での反射板の有無（図-5）

により、表-4の4パターンを設定して、各実験で5回の走行計測を実施した。なお、②はトンネル壁面による電波反射の影響を定量的に評価するために設定した。

表-4 実験番号と内容

実験番号	ICタグの配置	反射板
1	車外（地上1.25m）	無
2	車外（地上1.25m）	有
3	車内窓枠下（地上1.14m）	有
4	車内窓枠下（地上1.14m）	無

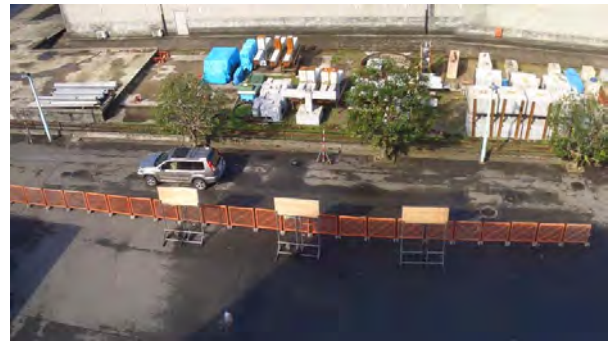


図-3 実験場所全景



図-4 ICタグ取付状況（左：車外，右：車内）



図-5 反射板の有無（左：有，右：無）

b) 機器の配置

トンネル内での適用を前提として、それに相当する試験ヤードを設営した。試験ヤードにおける機器の配置を図-6に示す。

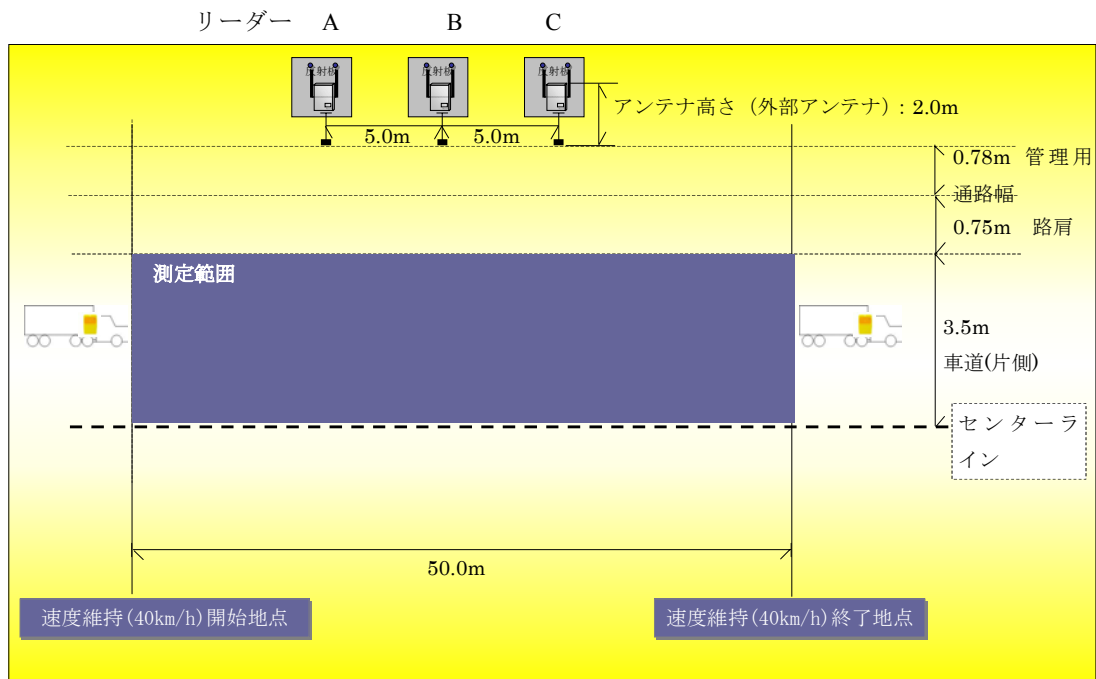


図-6 実験位置平面図

(2) 実験結果

a) 検知回数

各実験で5回の走行計測を行い、ICタグを検知した回数(総数)と平均を表-5に示す。

表-5 実験結果(検知回数)

実験番号	タグ配置	反射板	リーダー別検知回数			
			A	B	C	合計
1	車外	無	64 (12.8)	47 (9.4)	56 (11.2)	167 (11.1)
2	車外	有	48 (9.6)	46 (9.2)	48 (9.6)	142 (9.47)
3	車内	有	90 (18.0)	70 (14.0)	80 (16.0)	240 (16.0)
4	車内	無	96 (19.2)	98 (19.6)	94 (18.8)	288 (19.2)

※検知回数は5回の合計値であり、カッコ内は平均値である。

b) 検知率

今回使用したICタグの最大検知距離は20mとされており、1台のリーダーに対して道路中央部でおよそ40mの区間が検知可能と考えられる。40km/hの走行速度ではこの区間を3.6秒で通過するため、この間に検知可能な回数は電波発信間隔が0.2秒であることから、 $3.6 / 0.2 = 18$ 回となる。

表-5の平均検知回数をこの最大検知可能回数で除した値を検知率(%)で表すと、表-6のようになる。ICタグ配置が車外の場合は50%~70%の値となるが、車内の場合は80%~110%となり、検知可能範囲の最大値に近いか最大値を超えて取得できていることがわかる。理論値を超えた理由としては、周辺の建物での反射波をリーダーが検知した可能性が考えられる。

表-6 実験結果(検知率)

実験番号	タグ配置	反射板	検知率			
			A	B	C	合計
1	車外	無	71.1%	52.2%	62.2%	61.7%
2	車外	有	53.3%	51.1%	53.3%	52.6%
3	車内	有	100.0%	77.8%	88.9%	88.9%
4	車内	無	106.7%	108.9%	104.4%	106.7%

(3) 考察

a) ICタグの配置

表-6の実験データでは、ICタグを車外に配置した場合の検知率が著しく低くなっている。車外にICタグを配置したことで、車両ボディーでの電波反射による電波妨害が発生している可能性がある。

したがってICタグの車両への配置は、車内へ配置することが望ましいと判断できる。

b) 反射板による減衰効果

本実験ではICタグの設置場所(車内、車外)に関してリーダーに対する反射板の有無の実験を行った。表-5の実験結果に見られるように、どちらの場合も反射板有の検知回数が反射板無を上回ることはなかった。

ここでは、比較対象実験での検知回数差から反射板の影響による減衰率を以下のように定義した。

$$\text{検知回数差} = \text{反射板無の検知回数} - \text{反射板有の検知回数}$$

$$\text{減衰率} = \text{検知回数差} \div \text{反射板無の検知回数}$$

上記の式から減衰率を計算すると表-7のように減衰率は15%以上と大きな値を示しており、反射板による検知率の低下は15%程度発生することがわかった。

表-7 反射板による減衰率

比較実験番号	検知回数差	減衰率
1:2	25回	15.0%
4:3	48回	16.7%

c) リーダー数

本実験では、移動体が持つICタグをリーダーで最低1回検知することを目標にした場合、3台のリーダーで検知回数にばらつきがあるものの、検知回数が0回となるリーダーがなかったため、1台のリーダーで検知が可能であると考えられる。

d) 検知回数

本実験と同じく0.2秒タグを使用する場合、時速40kmでは2.2m移動するごとに1回電波を発信する。アンテナの受信範囲を最大検知可能距離から40.0mとすると、最大で18回の検知を行うことが可能である。この考えをさらに高速の移動体に置き換えた場合、時速80kmでは4.4m移動するごとに1回電波を発信することから、最大で9回の検知を行うことが可能となる。

表-6に示したように、ICタグが車内の場合には検知率がほぼ80%以上となることが期待できるため、 $9 \times 0.80 = 7.2$ 回以上の検知の機会があることとなる。

4. 現地実験

(1) 実験内容

基礎実験の結果を受けて、実用システムを構築するための判断材料を得るために、当該トンネル内において実際に車両を高速走行させて電波検出の実証実験を実施した。

当該トンネル内の管理用通路（坑口から 100 m 付近）にアンテナ・リーダーを 3 台設置した。設置状況を図-7 に、平面図を図-8に示す。ICタグを搭載した現場車両 2 台を隣接インターチェンジ間で 3 往復（80km/h）させて検知実験を行った。図-9にICタグの車両への設置状況を示す。

実験における確認項目は

- ①各リーダーのICタグ電波検知回数
- ②各リーダーの検知範囲

であり、②は相対範囲を走行速度から算出する。

実験使用機材の仕様を表-8に示す。

表-8 実験使用機材の仕様

機材	仕様
ICタグ	0.2 秒間隔発信 最大検知距離 20m
電波受信装置	リーダーおよびアンテナ 3 台
記録装置	ノート型 PC 1 台
搭載車両	現場作業車（パースカー） 2 台

(2) 実験結果

車両 2 台（A車、B車）で各 3 回走行時の検知回数を表-9に示す。ICタグの電波発信間隔は 0.2 秒であるので 1 秒間に最大で 5 回検知できる可能性がある。経過秒毎の各リーダー検知回数を図-10 に示す。

表-9からすべての走行ケースについてすべてのリーダーでICタグを 1 回以上検知していることがわかる。また、走行ごとの各リーダーでの検知回数は 4～8 回となった。

表-9 実験結果（検知回数）

番号	車両	周回数	リーダー別検知回数				合計
			1	2	3		
1	A	1	4	7	4		15
2	A	2	5	5	5		15
3	A	3	6	5	4		15
4	B	1	8	6	6		20
5	B	2	6	5	6		17
6	B	3	6	7	5		18



図-7 トンネル内アンテナ設置状況

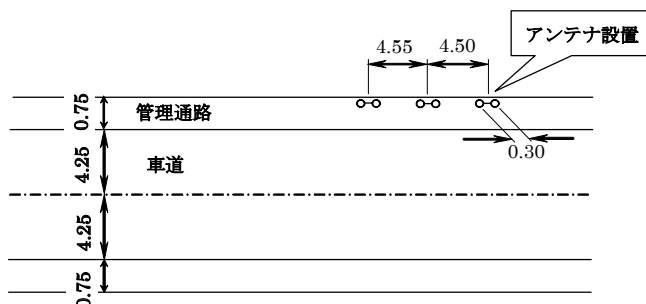


図-8 アンテナ設置平面図



図-9 車両へのICタグ設置状況

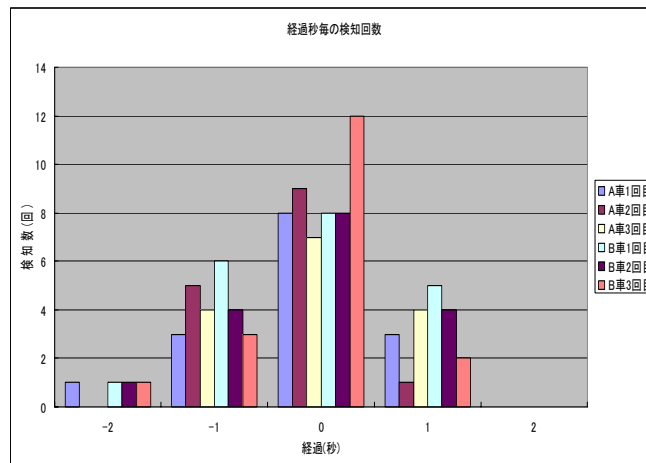


図-10 経過秒ごとの検知回数

(3) 考察

6回の走行で測定した値よりリーダー1台で配置した場合の平均検知範囲を算出すると約70mとなった。これを半径に直すと35mであり、機器の仕様にある最大検知距離20mを大きく上回った。

この結果を3.(2)で用いた検知率で表すと175%程度となり、当初懸念された「高速走行および閉空間となるトンネルでの検知による検知率低下」に相反する良好な結果となった。基礎実験における反射板有無の実験結果と逆の結果となったが、原因としてはアンテナ近傍の電波反射による電波妨害効果よりも、表面凹凸の少ない円滑なトンネル壁面での電波反射効果が上回り、より遠方からの電波をリーダーが検知できたと考えられる。

結論として、80km/h程度の高速車両に対してもリーダー1台で十分検知可能であることが判明した。ただし、運用に際しては下記2点に留意する必要がある。

a) リーダーの配置について

検証結果から1地点に配置するリーダーは1台で検知可能であるが、より安定した運用を目指す場合には故障等が発生した場合に備えて2台以上の配置が望まれる。

b) 不要検知について

検証実験ではトンネル内において対向車線を走行する車両においても検知されることが判明している。この検知はシステムでは不要な情報となるため、システムはこの点に留意して設計する必要がある。

5. 結論

基礎実験、現地実証実験の結果をまとめると次のようになる。

- ① ICタグを車内か車外に配置する場合は、車内へ配置したほうが検知率が高くなる。
- ② 屋外で40km/hで走行した場合の最大検知距離の平均は約20mであった。
- ③ 屋外で40km/hで走行した場合、反射板による減衰効果は15%程度であった。
- ④ トンネル内で80km/hで走行した場合の最大検知距離の平均は約35mであった。トンネル内という閉空間での電波反射効果により開空間よりも遠くまで電波が届いたものと考えられる。

以上の基礎実験、現地実証実験の結果を受けてシステム設計を行い、実装して現地に導入した。詳細は別途報告する予定であるが、図-11に誘導設備状況、図-12に誘導画面例、図-13に車両誘導状況を示す。

今後、運用を通じてさらに詳細なデータを分析して安定度の高いシステムとして整備していく予定である。



図-11 誘導員と誘導用設備



図-12 誘導画面例



図-13 誘導状況

参考文献

- 1) 佐田達典：ICタグの地中杭への応用、非接触ICカードの技術と応用、シーエムシー出版、pp.134-141、1998.3.

2 径間 PRC 梁のクリープおよび収縮による 長期挙動に関する実験的研究

Experimental Study on Long-term Behavior of Creep and Shrinkage in Continuous PRC Beam

玉置 一清 KAZUKIYO TAMAKI
三加 崇 TAKASHI SANGA
浅井 洋 HIROSHI ASAI

本報告は、筆者らが提案した鉄筋拘束力の算定式²⁾を、プレストレスによるクリープひずみの影響および連続梁における不静定力の変化を考慮したものに拡張し、プレストレス導入方法を変化させた 2 径間 PRC 梁の暴露試験によりその妥当性を検証したものである。その結果、PRC 梁の長期応力は、コンクリート配合等の影響を考慮した収縮およびクリープを適切に設定することで、本提案手法により精度よく算定できることを確認した。また、本提案式により、鉄筋比を 5%以上配置した PRC では、鉄筋拘束に伴う長期応力はコンクリートの引張強度を上回り、死荷重時での初期ひび割れの可能性が高くなることを示した。

キーワード：PRC，連続梁，長期挙動，クリープ，収縮，鉄筋拘束

In this paper, a new estimating method of restraint stress due to reinforcing bars of RC member is proposed. The new method has been developed by improving the expressions²⁾ proposed last year, considering the influences of the creep strain and the indeterminate force change. Furthermore, the long-term exposure examination has been conducted on continuous PRC beams for one year to confirm the propriety of the new method. As a result, it is confirmed that the method can estimate long-term stress of PRC beams accurately by evaluating the shrinkage and creep factor considering the concrete mix proportion, etc. Also, it is shown by the method that the PRC beams with reinforcement ratio exceeding 5% have high probability of initial cracking.

Key Words: PRC, Continuous Beam, Long-term Behavior, Creep, Shrinkage, Restraint of Reinforcement

1. まえがき

コンクリート構造物は、収縮およびクリープによって長期的な変形を伴うものであるが、全支保工上で一括建設された比較的小規模な単純桁や連続桁であれば、設計計算上は単に変形が増加するだけで、応力に変化が生じないと仮定している。しかし、厳密には、内部に配置された鉄筋には、収縮およびクリープによるコンクリートの変形を鉄筋が拘束することによって圧縮応力が生じ、その反力としてコンクリート内部に引張応力が蓄積されることになる。この圧縮（引張）応力を鉄筋拘束力といい、従来の PC 構造では無視されてきたが、鉄筋量が多い PRC 構造の場合、鉄筋拘束力の影響を考慮することが必要とされている。また、張出し施工など、架設中と完成系で構造系に変化があるような施工方法で建設された連続桁やラーメン構造では、クリープや乾燥収縮の進行に伴い、不静定反力が変化し、建設当初とは応力分布が

大きく変化する。特に、プレストレスを導入することによって生じるプレストレス 2 次力の経時変化は大きい。この長期応力の算定の基礎になる収縮量やクリープ係数は、コンクリートの配合や部材厚に密接な関係があることが知られているが、道路橋示方書³⁾（以下、道示）に示される値は標準的な配合を想定したものであり、コンクリート配合の影響を反映することはできない。一方、土木学会コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]⁴⁾（以下、コン示）には、収縮量およびクリープ係数について、コンクリート配合を考慮した予測式が示されているが、これらは無筋コンクリートによる試験結果に基づいたものであり、その算定値は道示に示される値と大きく乖離していることが多く、実務設計で使用されることは一般的に少ない。

筆者らは昨年、鉄筋比の異なる RC 部材の暴露試験を実施し¹⁾、鉄筋拘束の影響を考慮した収縮量および鉄筋拘束力の予測式を提案した²⁾。本報告は、その提案式を

表-1 試験体の種類

材齢(日)	計測項目(論文の章)	case1	case2	case3
		PRC構造(プレ2次あり)	PRC構造(プレ2次なし)	RC構造
0		試験体打設 散水養生		
5	自己収縮応力の測定 3章(1) プレストレス導入時の測定 3章(2)	①端支点到設置(支間6m) ②中間支点を設置(反力ゼロ) ③プレストレスを導入(不静定反力の発生)	①端支点到設置(支間6m) ②プレストレスを導入 ③中間支点を設置(反力ゼロ)	①端支点到設置(支間6m) ②中間支点を設置(反力ゼロ)
360	クリープ・収縮による応力変化の測定 3章(3)	屋外環境に暴露(測定期間中の平均気温15.0℃、平均湿度71%)		

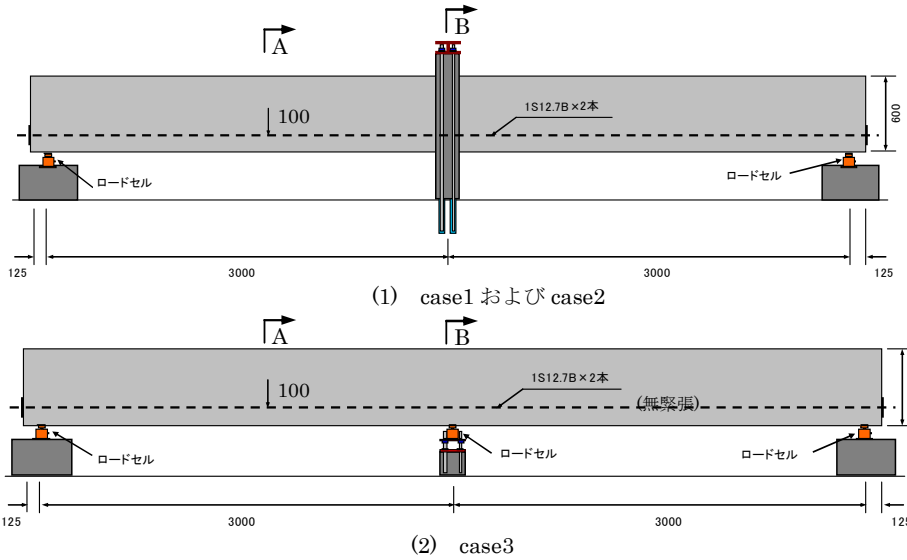
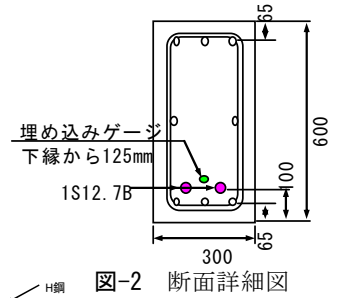


図-1 試験体の寸法および設置概要図

プレストレスによるクリープひずみの影響および連続梁における不静定力の変化を考慮したものに拡張し、2径間PRC梁の暴露試験(1年間)により、その妥当性を検証したものである。

2. 試験概要

(1) 試験体概要

図-1および図-2に、試験体の寸法、支点構造および断面詳細図を示す。鋼材配置は、全試験体とも同一で、軸方向鉄筋はD22(SD345)を8本配置している。PC鋼材は、下縁より100mmの位置に1S12.7B ($A_p=98.71\text{mm}^2$)を2本配置し、PC鋼材を含めた鋼材比は1.8%である。表-1に試験体の種類を示す。試験体は、緊張力導入の有無および中間支点の設置手順を変えることにより初期の不静定反力を実験パラメータとした3体である。計測項目は、端支点および中間支点の反力およびA,B断面における全鋼材のひずみ、下縁から125mmに配置したコンクリート埋込みひずみである。

(2) コンクリートの配合および強度

表-2にコンクリートの配合を、図-3に圧縮強度およびヤング係数と材齢の関係を示す。本論文では、便宜上、プレストレス導入(材齢5日)以降のヤング係数は一定($E=31\text{kN/mm}^2$)であるとして検討を行っている。

表-2 コンクリートの配合

セメント種類	w/c	s/a	スランプ	空気量
早強	40%	39.6%	8cm	4.5%
単位量(kg/m^3)				
セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
450	180	660	1006	4.95

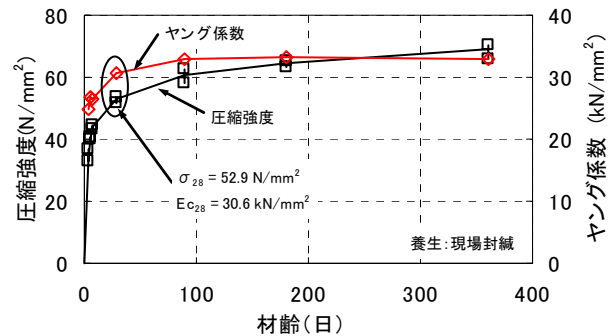


図-3 圧縮強度およびヤング係数の履歴

3. 暴露試験結果によるコンクリート応力評価

(1) コンクリート打込み直後からプレストレス導入までに生じる若材齢応力

図-4に、コンクリート打込み直後からプレストレス緊張(材齢5日)直前までの、鉄筋に貼付けたひずみゲージおよび埋込みゲージの測定結果を示す。打込み直後からプレストレス緊張前日までは、全試験体とも型枠内にあり3試験体とも全く同一条件である。測定結果は、3

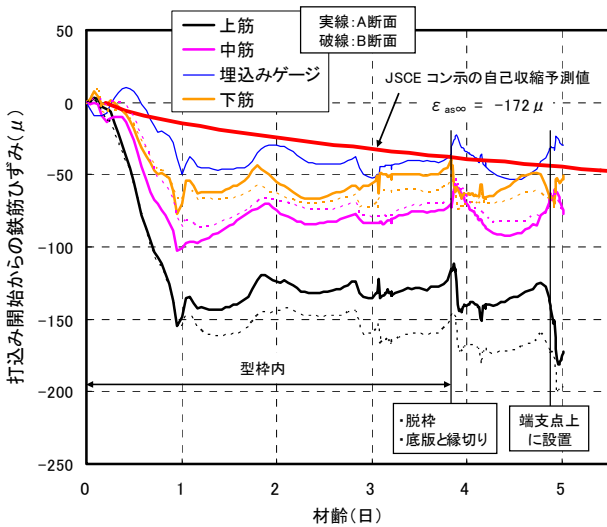


図-4 コンクリート打込み直後からプレストレス導入直前までのひずみ (case1)

試験体ともほぼ同様であったため、図-4には case1 のみを示している。図中、桁長中央断面 (B 断面) の計測値を実線で、桁長の 1/4 断面 (A 断面) の計測値を破線で示しているが、断面による差異はほとんどなかった。実測値は、凝結開始である打込み 6 時間後から、材齢 24 時間までに急激に収縮ひずみが生じ、その後は特に収縮ひずみは進行していないことがわかる。底版付近の下筋および埋込みゲージ位置では予測値にほぼ等しいが、試験体天端付近の上筋の収縮ひずみが大きく、収縮に断面勾配が生じていることがわかる。収縮に断面勾配が生じた原因として、底版型枠の拘束によるものと考えられたが、材齢 3.9 日の脱枠時に若干の勾配が減少する傾向が見られるものの、外部拘束がなくなっても断面勾配は残留している。他の原因として、下筋で鉄筋との付着が十分ではなく、すべりが生じている可能性も考えられた。埋込みゲージによるひずみとほぼ一致していることから、収縮の勾配は確かに存在しているものと判断され、現時点では勾配が生じた原因解明には至っていない。

この収縮ひずみ実測値から、コンクリート応力を求めるためには、通常は凝結過程を含む若材齢時のヤング係数およびクリープ係数試験を実施し、有効ヤング係数を求めて逐次計算を行うなど膨大な労力を要する。今回の試験では、おおよその定量的把握を目的とし、全鉄筋のひずみを打込み前から測定し、鉄筋に作用した全圧縮力と、コンクリートに生じる引張力が釣り合うとした式 (1) により簡易的に自己収縮応力の断面平均値を求めた。一般に、圧縮強度 40N/mm² 程度では自己収縮の影響は小さく、無視してよいとされてきたが、材齢 1 日の時点で断面平均で 0.4N/mm² 程度の引張応力が蓄積されていることがわかった。収縮に断面勾配が生じているので、実際には上縁側に大きな引張応力が作用しているものと推測される。

$$\sigma_c = \sum (\epsilon_s \cdot E_s \cdot A_s) / A_c \quad (1)$$

ここで、 ϵ_s : 鉄筋の圧縮ひずみ、

E_s : 鉄筋のヤング係数、 A_s : 鉄筋の断面積、

A_c : コンクリートの断面積

(2) プレストレス導入による応力

表-3に、打込みから材齢 5 日までの経時変化 (自己収縮)、端支点設置時 (自重)、プレストレス導入時における各段階ごとのひずみ変化量と、このひずみ実測値から算定したコンクリート応力の一覧を示す。自己収縮応力以外は短期的な弾性挙動であり、実測値はおおむね設計値に一致している。ただし、case1 の中間支点到に生じる不静定反力が設計値に対し、80%程度の値になってしまっている。不静定反力は、桁断面が一定である場合、コンクリートの弾性係数や桁剛性とは無関係であり、したがって、この原因は、緊張力導入時に、端支点と桁下縁の設置面で遊びによる沈下が生じたものと推測され、これを反力の実測値から逆算すると 0.19mm となる。case1,2 の中間支点は、鉛直上向き方向の反力を支える構

表-3 打込み直後からプレストレス導入までの実測値とコンクリート上下縁応力の算定値

			case1				case2				case3				
			A断面		B断面(中間支点上)		A断面		B断面(中間支点上)		A断面		B断面(中間支点上)		
			設計値	実測値	設計値	実測値	設計値	実測値	設計値	実測値	設計値	実測値	設計値	実測値	
実測値	自己収縮 (材齢5日)	上段鉄筋ひずみ	-	-151	-	-175	-	-136	-	-181	-	-120	-	-145	
		下段鉄筋ひずみ	-	-76	-	-67	-	-83	-	-76	-	-89	-	-68	
	自重 (支間6mの単純桁)	上段鉄筋ひずみ	-26	-17	-34	-21	-26	-23	-34	-33	-26	-25	-34	-19	
		下段鉄筋ひずみ	26	17	34	18	26	24	34	21	26	20	34	23	
プレストレス導入時	導入緊張力	kN	187.5	182.2	187.5	182.2	187.5	179.8	187.5	179.8	-	-	-	-	
	中間支点反力	kN	-	-	-36.8	-29.9	-	-	-	-	-	-	-	-	
	上段鉄筋ひずみ	μ	-14	-9	-51	-36	22	20	22	20	-	-	-	-	
	下段鉄筋ひずみ	μ	-64	-68	-27	-39	-100	-111	-100	-99	-	-	-	-	
実測値から算定したコンクリート上下縁応力	自己収縮応力	上縁con応力	N/mm ²	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4
		下縁con応力	N/mm ²	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4
	自重による応力	上縁con応力	N/mm ²	-0.8	-0.6	-1.1	-0.7	-0.8	-0.8	-1.1	-1.1	-0.8	-0.8	-1.1	-0.7
		下縁con応力	N/mm ²	0.8	0.6	1.1	0.6	0.8	0.8	1.1	0.8	0.8	0.7	1.1	0.8
	プレストレス+不静定反力による応力	上縁con応力	N/mm ²	-0.2	0.0	-1.5	-0.9	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-	-	-
		下縁con応力	N/mm ²	-1.9	-2.0	-0.6	-1.0	-3.1	-3.4	-3.1	-3.1	-	-	-	-
	合計	上縁con応力	N/mm ²	-	-0.2	-	-1.2	0.6	0.6	0.3	0.3	-	-0.5	-	-0.3
		下縁con応力	N/mm ²	-	-1.1	-	0.0	-2.3	-2.3	-1.9	-1.9	1.1	1.1	1.1	1.1

導入時のconヤング係数 $E_c=26.7\text{kN/mm}^2$ 応力の符号 +:引張 -:圧縮

造であるため、万一の支点移動に対し、変位測定の実施および調整用ボルトによる調整を実施していたが、端支点は剛体上に設置し、自重により十分になじみがとれているものと判断し、変位測定を実施していなかった。次節以降における長期ひずみの検討では、case1 のプレストレス導入直後のコンクリート応力は、不静定反力が 29.9kN(実測値) であるとしてクリープひずみの算定を行っている。

(3) プレストレス導入直後から1年間に生じる応力

a) 収縮量およびクリープ係数の設定

図-5および図-6に、コン示および道示による乾燥収縮およびクリープ係数予測式の算定結果を示す。クリープ係数は、1年まででは両者に大きな差異はないようであるが、収縮量は大きく異なることがわかる。コン示では、無筋コンクリートとしての予測値が示されており、鋼材配置による影響は適切に定めるものとされている。そこで、鉄筋配置の影響を考慮した収縮ひずみ ϵ_{cs} を著者らが提案²⁾した式(2)を用いて算出すると、今回の試験桁の鋼材比 1.8% では、無筋コンクリートに比べ約60 μ 程度収縮量が小さくなるものと推定される。この60 μ にコンクリートのクリープ係数の影響を考慮した有効ヤング係数を乗じたものが、乾燥収縮による鉄筋拘束力である²⁾。

$$\epsilon_{cs} = \frac{\epsilon_{cs0}}{1 + n(1 + \varphi_c / 2) \cdot \rho_s} \quad (2)$$

- ここで、 ϵ_{cs0} : 無筋コンクリートの収縮ひずみ
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比
- φ_c : コンクリートのクリープ係数
- ρ_s : 鉄筋比

b) クリープによる不静定反力の変化

図-7に、中間支点反力の1年間の経時変化の実測値および道示(点線)およびコン示(実線)のクリープ係数

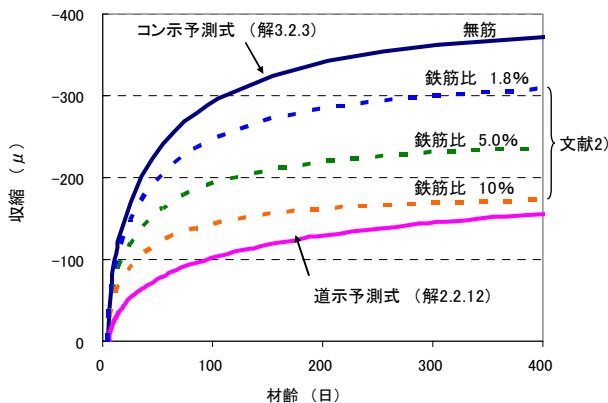


図-5 設計規準による収縮量の予測値

(図-6)を用いた計算値を示す。計算方法は、道示(解2.2.14)に示される近似計算式(式(3))である。それぞれの試験体を全支保工上で施工したと仮定した場合、case1 および case2 の中間支点反力は $R_0 = -20.0kN$, case3 では $R_0 = +16.5kN$ となる。不静定反力は、この全支保工状態の反力 R_0 を目指して移行していくが、実測値は施工直後から急激に変化しており、材齢60日程度でほぼ収束していることがわかる。道示およびコン示のいずれの計算値もこの傾向をよく表している。

$$\Delta R_\varphi = (R_0 - R_1)(1 - e^{-\varphi_c}) \quad (3)$$

ここで、 R_0 : 全支保工で施工した場合の反力、
 R_1 : 施工段階を考慮した反力

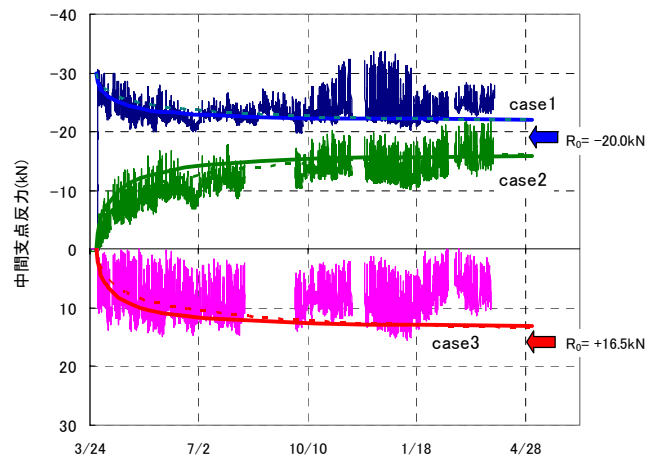


図-7 中間支点反力の経時変化

c) 断面内のひずみ変化

図-8に、プレストレス導入以後における断面内のコンクリートひずみ(鉄筋に貼り付けたひずみゲージにより測定)分布の変化を示す。長期に発生するコンクリートひずみは、乾燥収縮ひずみ+クリープひずみであり、case1 および2のA断面では圧縮応力の大きい下縁側でクリープひずみ成分が大きくなっていることがわかる。

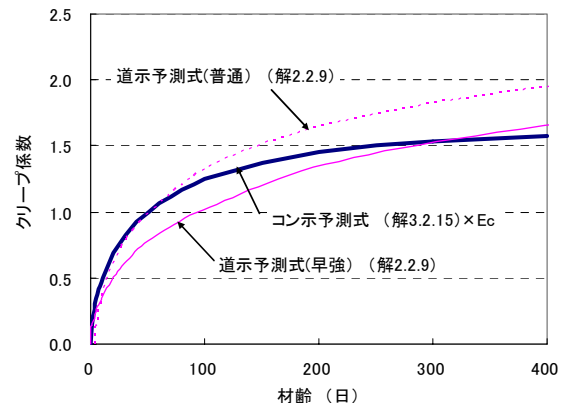


図-6 設計規準によるクリープ係数の予測値

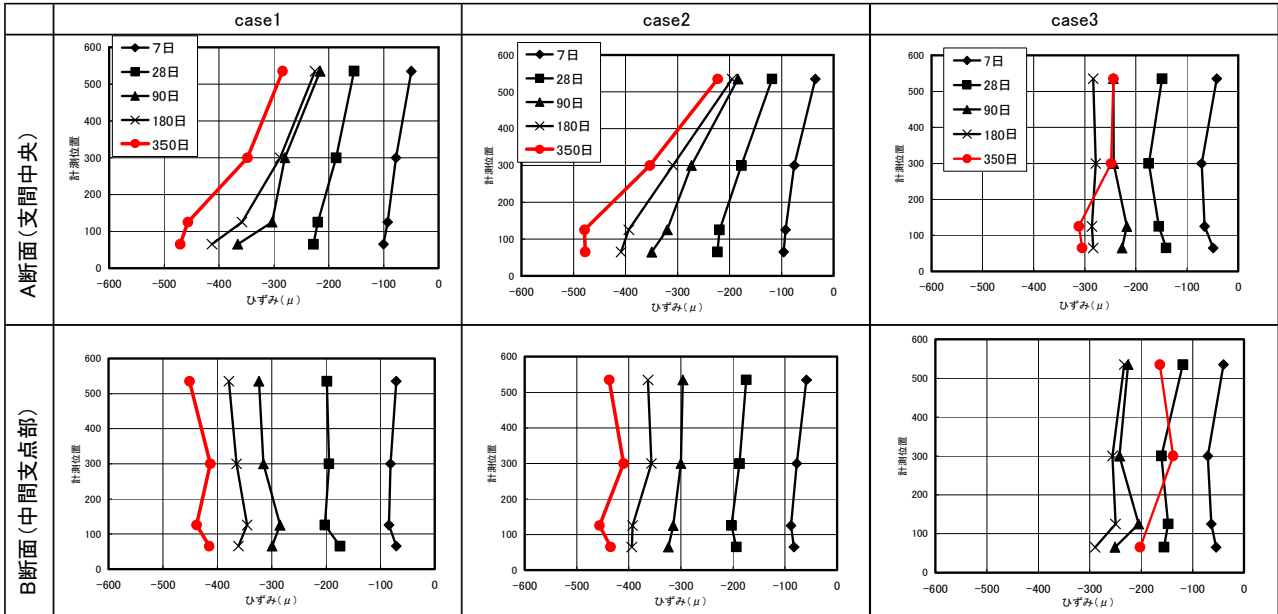


図-8 コンクリートひずみの断面勾配

中間支点上の B 断面では、初期の応力勾配に関わらず、断面全体がほぼ均一に収縮している。これは、不静定反力の変化が、初期の応力勾配と逆方向に作用しているために、クリープひずみが相殺されたものと考えられる。プレストレスを導入していない case3 では、不静定反力を含めた死荷重による応力が $\pm 0.2 \sim 0.4 \text{ N/mm}^2$ と小さく、長期ひずみはほぼ収縮ひずみのみと考えられ、断面が一樣に収縮していることがわかる。また、case3 では、材齢 300 日程度で微細なひび割れが梁全長にわたって生じ、収縮ひずみが緩和される傾向を示している。

$$\epsilon_{cs+cc} = \frac{\epsilon_{cs0} + \phi_c \frac{\sigma_{d+p}}{E_c} + \frac{\sigma_{\Delta R}}{E_c} \left(1 + \frac{\phi_c}{2}\right)}{1 + n \left(1 + \frac{\phi_c}{2}\right) \cdot \rho_s} \quad (4)$$

ここで、 ϵ_{cs+cc} : 鉄筋拘束の影響を考慮した収縮ひずみおよびクリープひずみ
 σ_{d+p} : プレストレス導入直後の死荷重による PC 鋼材位置のコンクリート応力
 $\sigma_{\Delta R}$: 不静定反力の変化 ΔR によって生じる PC 鋼材位置のコンクリート応力

d) PC 鋼材位置でのひずみ履歴

著者らは、文献2)において鉄筋比を変化させた RC 部材の暴露試験から鉄筋拘束を考慮した乾燥収縮の予測式(2)を提案したが、これに、プレストレスおよび自重によるクリープひずみ、および不静定反力の変化によるひずみの影響を加えた式(4)を新たに提案した。

図-9および図-10に、PC鋼材位置でのコンクリートひずみの実測値と、道示により収縮度 ϵ_{cs0} 、クリープ係数 ϕ_c を予測して式(4)で算定した場合と、コン示により収縮度、クリープ係数を予測した場合を示す。実測値は、道示を用いて算定した値を大きく上回っており、コン示に示される無筋コンクリートの収縮度およびクリー

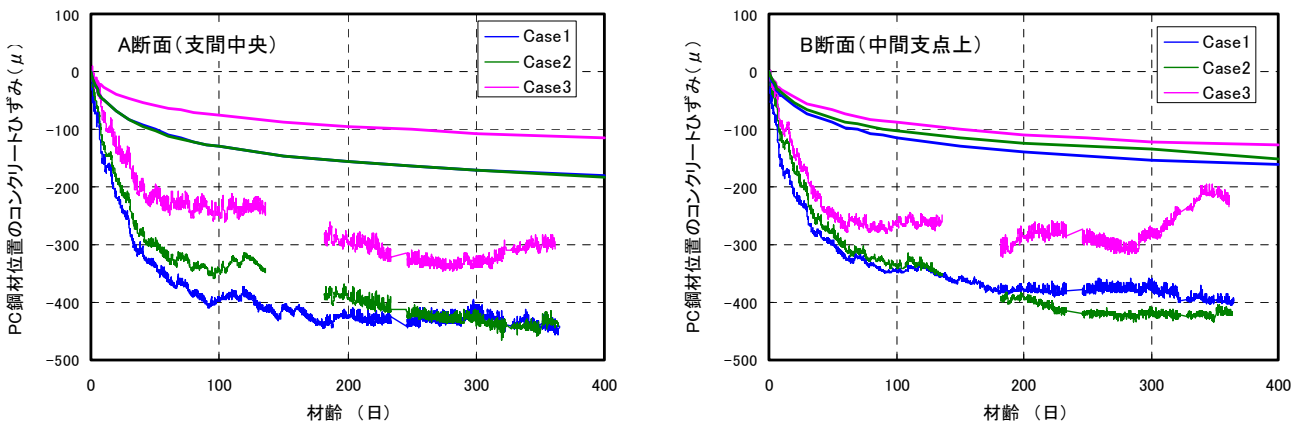


図-9 PC 鋼材位置のひずみ履歴と ϵ_{cs0} および ϕ_c に道示予測値を用いた式(4)の算定値

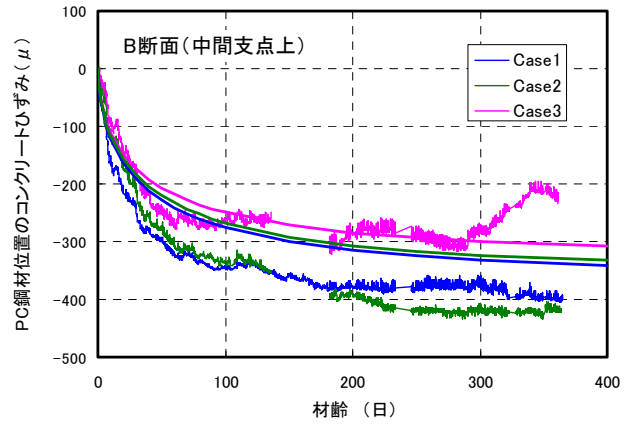
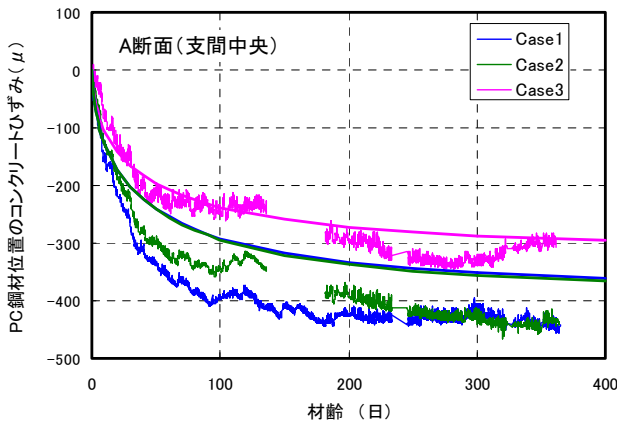


図-10 PC 鋼材位置のひずみ履歴と ϵ_{cs0} および ϕ_c にコン示予測値を用いた式 (4) の算定値

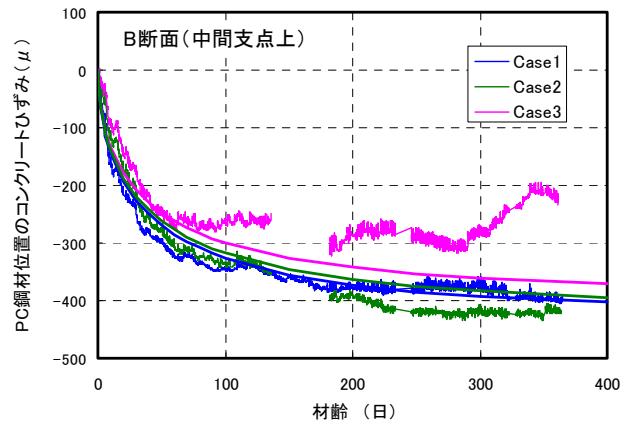
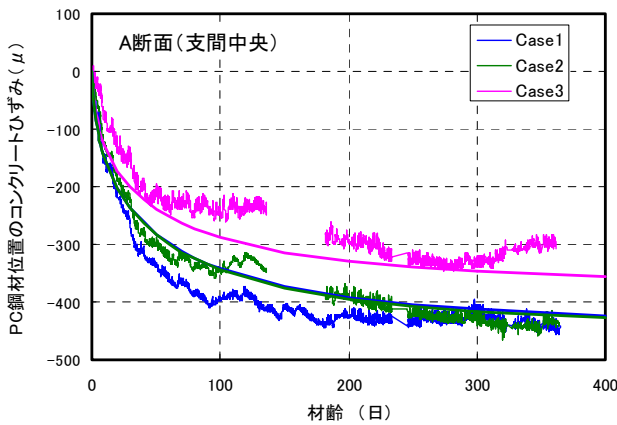


図-11 PC 鋼材位置のひずみ履歴とコン示による ϵ_{cs0} の予測値を 1.2 倍と仮定した式 (4) の算定値

プ係数を用いるほうが妥当であることがわかる。図-10より、プレストレスを導入しておらずクリープひずみの影響の小さい case3 は、算定値にほぼ一致しているが、プレストレスを導入した case1 および case2 では、実測値が算定値を15%程度上回っており、クリープ係数がコン示による予測値よりも大きかったものと推察される。逆に、case1 および case2 の実測値の方からクリープ係数を同定すると、およそ5程度という結果になり、これはコン示による予測値 1.6 の3倍以上とあまり現実的な値ではない。別の推察として、算定値が実測値に合うように収縮ひずみを求めると、コン示の予測値よりも20%程度上回る値になる。図-11に、コン示の収縮ひずみの予測値を 1.2 倍と仮定した場合の比較を示す。今回は、無筋コンクリート梁による収縮試験およびクリープ試験を実施しておらず、以上の考察を完全に明らかにすることはできないが、コン示の予測値にバラツキを考慮した適切な補正係数を設定することで、式 (4) を用いて鉄筋量に応じた収縮量を算定することができるものと考え

e) クリープ・収縮によるPC鋼材の応力減少量

式 (4) で示した PC 鋼材位置のひずみに、PC 鋼材のヤング係数を乗じたものが、鉄筋拘束を考慮したクリープ・収縮による PC 鋼材の応力損失量となる(ただし、この算定値に PC 鋼材のリラクセーションによる損失量は含まれていないので、別途加える必要がある)。

図-12に、case2 のA断面におけるクリープ・収縮によるPC鋼材の応力損失量を示す。計算値は、すべてコン示の収縮予測値を 1.2 倍と仮定したものである。本提案式の鉄筋比を 0% としたものは、従来式の算定結果には

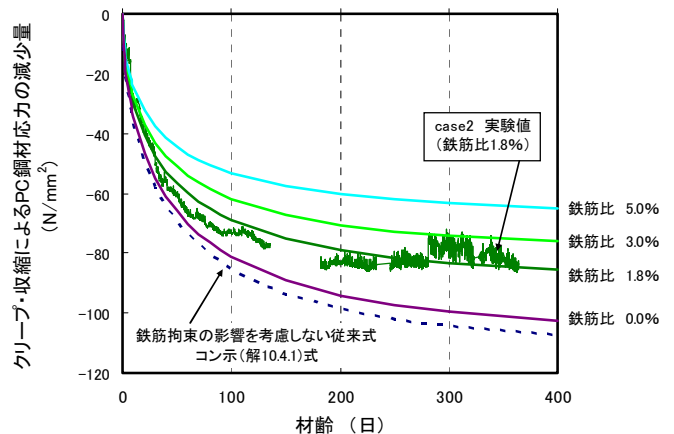


図-12 クリープ・収縮による PC 鋼材の応力減少量

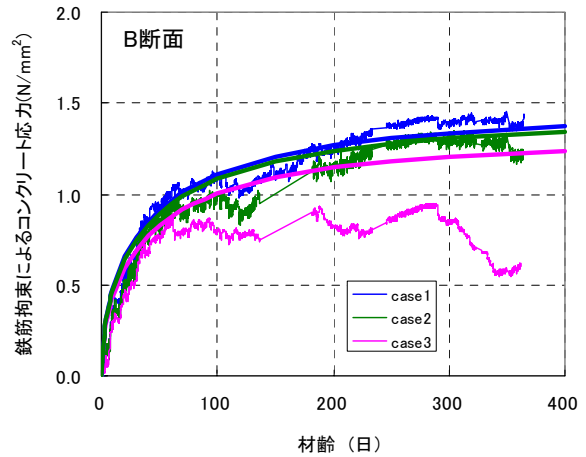
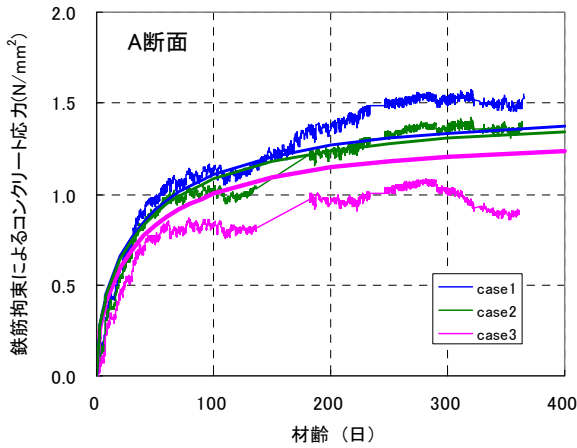


図-13 クリープ・収縮が鉄筋に拘束されることによって生じる断面図心位置でのコンクリート引張応力

ば一致するものであり、鉄筋比が大きくなるにつれて PC 鋼材の応力損失量が小さくなるのがわかる。本試験体の鉄筋比 1.8% では、鉄筋拘束の影響を考慮しない従来式（コン示 解 10.4.1 式）による算定結果に比べ、PC 鋼材の応力損失量は 20% 程度小さくなる。

f) 鉄筋拘束によるコンクリート応力の算出

式 (4) の PC 鋼材位置を各鉄筋位置と置き換えて、各鉄筋位置のひずみ変化を求め、鉄筋のヤング係数を乗じると、各段の鉄筋に生じる圧縮応力が求められる。この反作用力が、各段の鉄筋位置に作用すると仮定すると、鉄筋拘束によってコンクリート断面に生じる引張応力 σ_c は、式 (5) として求められる。

$$\sigma_c = \sum \left[\varepsilon_{cs+cc,si} \times E_s \times A_{s,i} \times \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_{s,i}}{W} \right) \right] \quad (5)$$

- ここで、 $\varepsilon_{cs+cc,si}$: i 段目の鉄筋ひずみ
(式 (4) で、PC 鋼材位置を i 段目の鉄筋位置と置換えて求める)
- $A_{s,i}$: i 段目の鉄筋の断面積
- $e_{s,i}$: i 段目の鉄筋位置と断面図心の距離
- W : コンクリートの断面係数

図-13 に、クリープ、収縮が鉄筋に拘束されることによって生じるコンクリート引張応力を断面図心位置で算定した結果を示す。実測値は、全鉄筋の圧縮ひずみを式 (5) に代入したものである。算定値は、コン示の予測値（ただし、収縮量のみ 1.2 倍）を用い、式 (4) および式 (5) より求めたものである。算定結果は実測値におおむね一致しており、鉄筋比が 1.8% 程度と比較的少ない量であっても、コンクリートの引張強度相当の引張応力が

蓄積されることがわかる。

4. PRC 部材における鉄筋比と拘束応力の関係

図-14 に、収縮ひずみを 400μ 、クリープ係数を 2.0 と仮定した場合の鉄筋比と鉄筋拘束によるコンクリート応力（断面図心位置）の関係を示す。 σ_p は、プレストレスによる平均応力である。プレストレスが小さくなるほどクリープひずみが小さくなり、同一鉄筋比であれば拘束応力は小さくなるが、PRC ではプレストレスを減少させるのに伴い、鉄筋比を増大させる必要があるため、PC に比べ鉄筋拘束力は大きくなる傾向にあると言える。導入プレストレスの低い PRC に 5% 以上の鉄筋比を配置すると、この鉄筋拘束力によって、死荷重時の応力状態が建設直後の圧縮状態から引張に転じ、ひび割れ発生応力を上回ることが十分に考えられる値となる。

PRC の設計において、鉄筋比を大きくするほど、設計荷重作用時のひび割れ幅が小さくなることはもちろんであるが、その反面、死荷重時におけるひび割れ発生の可

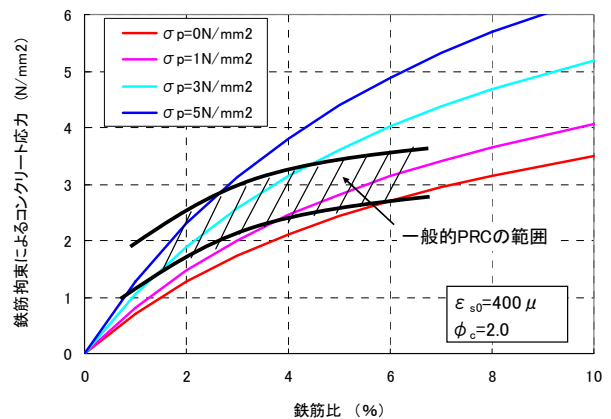


図-14 鉄筋拘束によるコンクリート応力と平均プレストレスおよび鉄筋比との関係

性能が高くなることを十分に認識しなければならない。

5. まとめ

- ① 圧縮強度40N/mm²程度のコンクリートでは、打込み直後に発生する自己収縮応力は一般的に無視してよいとされてきたが、鉄筋に生じた圧縮力との釣合い条件から自己収縮応力を推定した結果、材齢1日の時点で断面平均で0.4/mm²程度の引張応力が蓄積されていることがわかった。
- ② プレストレス2次力を含む不静定反力の経時変化は、施工直後から急速に生じ、材齢60日程度ではほぼ収束した。道示に示される簡易計算式により、この傾向を精度よく算定できることがわかった。
- ③ 鉄筋拘束の影響を考慮した式(4)に、コン示に示される無筋コンクリートの収縮予測値およびクリープ係数を用いて、PRC梁のひずみ履歴を比較的精度よく算定できることを示した。ただし、コン示における収縮予測式は±40%程度の大きなバラツキがあることが報告されており、このバラツキを考慮した適切な補正係数の設定が必要である。
- ④ 今回の試験桁の鉄筋比1.8%では、クリープ・収縮によるPC鋼材の応力損失量は、鉄筋拘束を考慮しない従来式による計算結果に比べ、20%程度小さくなることがわかった。式(4)にPC鋼材のヤング係数を乗じることで、鉄筋拘束の影響を評価することができる。
- ⑤ PRC梁では、PC鋼材の応力損失量が減じる反作用として、鉄筋拘束による引張応力が無視できないとされている。式(5)により、この鉄筋拘束力を算定した結果、5%以上の鉄筋比を配置すると、この鉄筋拘束力がひび割れ発生応力を上回る可能性が高く、死荷重時におけるひび割れ発生について十分に検討することが必要である。

参考文献

- 1) 玉置一清, 三加 崇, 浅井 洋, 藤田 学: 鉄筋の拘束作用により版部材に生じる初期ひび割れに関する実験的研究, 三井住友建設技術研究所報告 第3号, 2005年
- 2) 玉置一清, 三加 崇, 浅井 洋, 藤田 学: 鉄筋が乾燥収縮を拘束することによって生じる初期ひび割れに関する基礎的研究, PC 技術協会第14回シンポジウム論文集, 2005年11月
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 平成14年3月
- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 2002年度版

杭頭接合条件の異なるパイルド・ラフト基礎の模型水平載荷実験

Horizontal Load Tests of Model Piled Rafts with Different Pile Head Connection Conditions

三上 博 HIROSHI MIKAMI

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

建築技術部 西村 憲義 NORIYOSHI NISHIMURA

設計センター 長谷井 秀昭 HIDEAKI HASEI

杭頭接合部の回転剛性が水平荷重を受けた際のパイルド・ラフト基礎に与える影響の把握を目的として、乾燥砂地盤中に作製した群杭およびパイルド・ラフト基礎の模型に対する一連の水平繰返し載荷実験を行った。実験結果から、水平荷重一変位関係、ラフトと杭の荷重分担率および模型基礎周辺地盤の地中水平変位分布などの水平載荷時挙動に対して、杭頭接合条件が与える影響を明らかにした。

キーワード：パイルド・ラフト，模型実験，杭頭接合条件，水平載荷

A series of cyclic horizontal load tests of model pile groups and model piled rafts in dry sand were carried out. In these tests, the influence of rotational rigidity at the pile head connection on the behaviours of horizontally loaded model foundations was investigated. Tests results clearly showed the influence of pile head connection condition and the effect of raft-pile interaction on behaviours of the pile groups and the piled rafts such as horizontal load-displacement relation, load proportions carried by the raft and the horizontal displacement distribution of the soil around the model foundation.

Key Words: Piled Raft, Model Test, Pile Head Connection Condition, Lateral Loading

1. はじめに

筆者らは、パイルド・ラフト基礎の合理的な性能設計手法確立のために種々の検討を行っている。特に地震荷重等によって水平力が基礎に作用した場合の挙動については、未だ十分に明らかにされていない点が残されているため、模型実験および解析検討によってその解明を試みている¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。

今回、杭頭における杭とラフトの接合部の回転剛性がパイルド・ラフト基礎の挙動に与える影響を把握するため、乾燥砂地盤上に作製した各種条件模型基礎に対する鉛直および水平交番載荷実験を行った。本報では、鉛直載荷後に実施した水平交番載荷実験の概要および実験結果を報告する。

2. 実験概要

(1) 模型基礎および模型地盤

実験模型の概要を図-1に示す。一連の実験では、模型地盤材料として乾燥した豊浦砂を用いた。その物理特性

を表-1に示す。鋼製土槽（B1,500×L1,500×H1,500mm）の上部1,000mmの範囲に空中落下法により砂を投入し、100mmごとの薄層で敷き均しを行い、相対密度 $Dr=80\%$ を目標として、パイプレータで締固めた。土槽の下部500mmは固定層としてコンクリートブロックを詰めた。

表-1 豊浦砂の物理特性

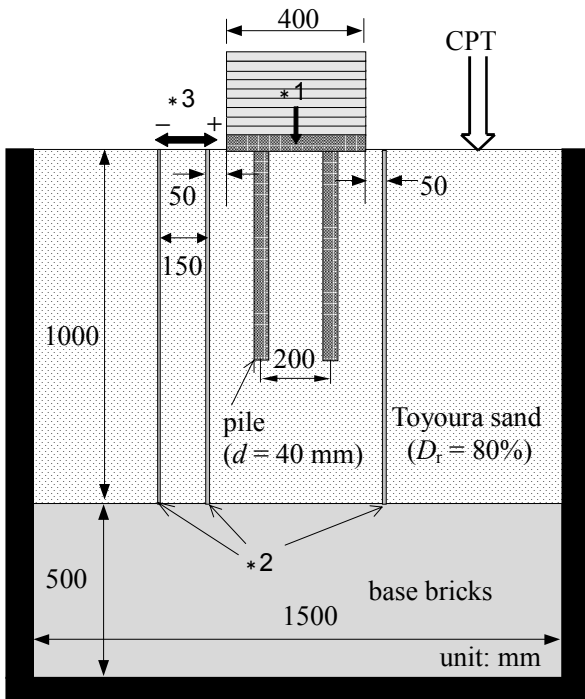
特性	値
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (t/m^3)	1.621
最小乾燥密度 ρ_{dmin} (t/m^3)	1.328
土粒子密度 ρ_s (t/m^3)	2.637
平均粒径 D_{50} (mm)	0.17
内部摩擦角 ϕ' (degree)	39.8

図-2および図-3にそれぞれ模型ラフトおよび模型杭の配置と形状寸法を示す。模型ラフトは正方形（400mm角）の平面形状で、厚さが40mmのステンレス板を用いており、剛基礎とみなすことができる条件である。ラフト底面には、あらかじめ豊浦砂を接着しており、地盤面との間の摩擦抵抗の増加を図った。模型杭には、外径 ϕ 40mm、肉厚 $t=2$ mm、杭長 $L=600$ mmのアルミ製パイプ

(閉端)を4本用い、等間隔(200mm)で配置した。模型杭の表面には、周面摩擦抵抗を増加させるために、豊浦砂を接着した。模型杭の諸特性を表-2に示す。

一連の実験では、4種類の異なる杭頭接合条件のモデル化を行った。杭頭接合部で所定の回転剛性を設定するために、ラフトに埋め込まれる天端板(Top steel plate)と杭頭キャップ板(Top steel cap)間の5mm区間を各条件に応じた円形断面の接続棒でつないだ。図-3に示すように、その直径はそれぞれ30.5mm(Rigid:剛接合), 13mm(Semi-rigid:半剛接合), 10mm

(Semi-hinged:半ヒンジ接合)とした。各接合方法での回転剛性 $E_b I_b$ はそれぞれ2.974, 0.098, 0.034kNm²であった。さらにこれらに加えてピン接合(hinged)のケースを設けた。

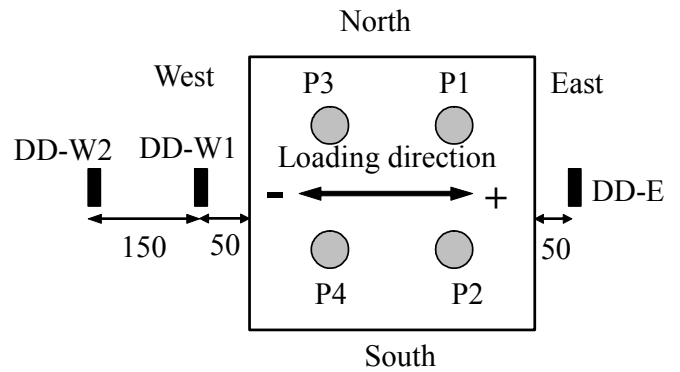


*1 鋼板による鉛直載荷 *2 地中変位測定用りん青銅板
*3 油圧ジャッキによる水平交番載荷

図-1 実験模型概要

表-2 模型杭の諸特性

特性	値
外径 d (mm)	40
肉厚 t_w (mm)	2
杭長 L (mm)	600
断面積 A_p (mm ²)	239
ヤング係数 E_p (kPa)	7.0×10^7
ポアソン比 ν_p	0.3
軸剛性 $E_p A_p$ (kN)	1.67×10^4
曲げ剛性 $E_p I_p$ (kNm ²)	3.03



*DD-W, DD-E: 地中変位計

図-2 模型ラフト平面図

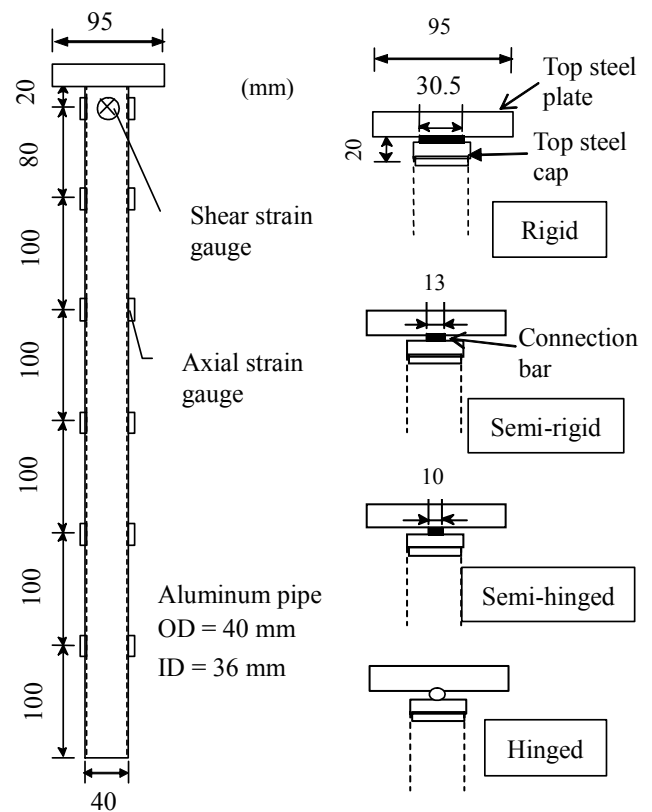


図-3 模型杭および杭頭接合部概要

(2) 実験ケースと手順

模型地盤への模型パイルド・ラフト基礎の設置にあたっては、まず模型杭を所定の中心間隔(200×200mm)で空の土槽中に治具で仮固定を行った。その状態で空中落下法により砂を土槽に投入し、100mmごとに敷き均しを行い、相対密度 $D_r=80\%$ を目標にバイブレータで締固めた。この作業の繰返しによって、厚さ1,000mmの模型地盤を造成した。次に仮固定治具を撤去し、模型ラフトを模型杭の上に設置し、自重によって地表面にラフトが接する状態で、杭の天端板とボルトで接合し一体化を行った。

今回の一連の実験では、表-3に示す7ケースを実施した。Case 1はラフト単体、Case 2および3は、それぞれ杭頭剛接合およびヒンジ接合の群杭（4本）、Case 4からCase 7はそれぞれ杭頭接合条件の異なるパイルド・ラフト基礎である。

なお、群杭の実験ケースにおいては、載荷実験前にラフトと地盤の間に5mmのすき間を設けた状態で実験を開始した。一方、パイルド・ラフトの各実験ケースでは、載荷実験開始時にラフト底面が地表面に密着する状態で実験を開始した。

表-3 実験ケースと条件

実験ケース	基礎形式	杭頭接合条件
Case 1: Raft	ラフト単体	—
Case 2: PG-R	群杭	剛
Case 3: PG-H	群杭	ヒンジ
Case 4: PR-R	パイルド・ラフト	剛
Case 5: PR-SR	パイルド・ラフト	半剛
Case 6: PR-SH	パイルド・ラフト	半ヒンジ
Case 7: PR-H	パイルド・ラフト	ヒンジ

PG: Pile Group PR: Piled Raft
 R: Rigid connection SR: Semi-rigid connection
 H: Hinged connection SH: Semi-hinged connection

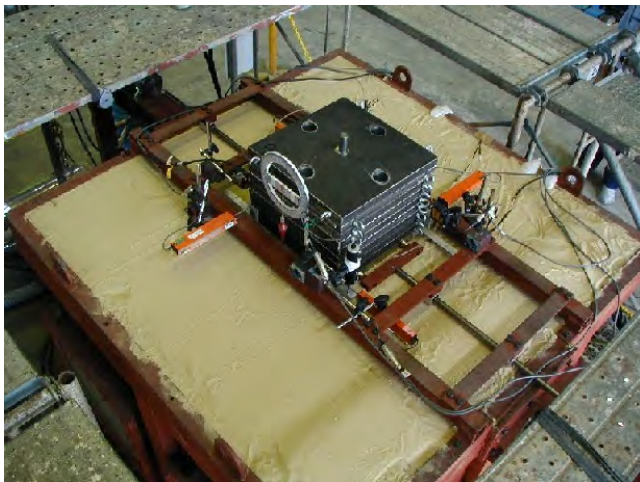


写真-1 載荷実験状況

載荷実験の状況を写真-1に示す。模型基礎に対する載荷過程は、鉛直載荷および水平載荷の2段階で構成される。まず鉛直載荷段階では、一枚あたり0.376kNの重さの鋼板を順次9枚かさね、最終的に鉛直載荷重として3.384kNの載荷を行った。この時のラフト単体での平均接地圧は21.2kPaであった。続く水平載荷段階では、鉛直載荷を保持したまま、基礎の東側および西側（図-2参照）に設けた2台の油圧ジャッキで正負の繰返し水平載

荷を行った。なお、本報では、東側に向かう水平荷重および水平変位を正方向として表示するものとする。

載荷中には、水平載荷重、ラフトの鉛直および水平変位、ラフト傾斜角、各杭の杭体軸力、杭頭せん断力、杭体曲げモーメントの測定を実施した。

さらに、今回の実験では試みとして水平載荷中の基礎周辺地盤の地中水平変位分布の測定を行った。測定は図-4に示すような、りん青銅薄板（長さ1,000mm、幅30mm、厚さ0.3mm、ヤング係数 $1.10 \times 10^8 \text{kPa}$ 、曲げ剛性 $7.43 \times 10^6 \text{kNm}^2$ ）を模型地盤中にあらかじめ埋設して行った。薄板の下端は、土槽下部の固定面に剛結した（図-1参照）。3枚の薄板（DD-E、DD-W1, DD-W2）の平面配置は

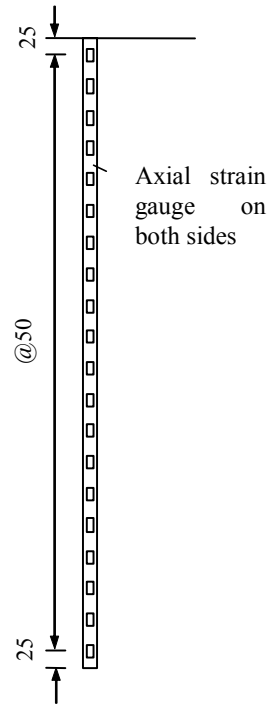


図-4 りん青銅板を用いた地中変位計

図-2に示すとおりである。薄板は周辺地盤の変形に容易に追従するので、薄板の両面に50mm間隔で貼付したひずみゲージで曲げひずみ値を測定し、薄板を弾性理論による片持ち梁として深度方向に2回積分することにより、各深度における水平載荷方向の地中変位量とした。

3. 水平交番載荷実験結果

(1) 水平載荷前の鉛直荷重分担率

各実験ケースにおいて、水平載荷前に一定の鉛直荷重（3.384kN）の載荷を行った。パイルド・ラフト基礎では、ラフトおよび杭（4本）の両方で鉛直荷重を分担する。表-4にこの時点でのラフトの鉛直荷重分担率を示す。パイルド・ラフトの実験ケース（Case 4～7）では、ラフトの鉛直荷重分担率はCase 4（杭頭剛）で若干大きめの値となっているが、おおむね各ケースで同等程度の範囲にあり、有意な差は見られない。

(2) 水平載荷サイクル

図-5に水平載荷サイクルの一例として、Case 6:PR-SHにおける実験時の水平載荷重と経過時間の関係を示す。ここで東方向への水平載荷を正荷重としている。他の各実験ケースでも模型基礎への水平載荷はおおむね同様の

サイクルにて行った。

表-4 水平載荷前のラフト鉛直荷重分担率

実験ケース	基礎形式	ラフト鉛直荷重分担率 (%)
Case 1: Raft	ラフト単体	100
Case 2: PG-R	群杭	0
Case 3: PG-H	群杭	0
Case 4: PR-R	パイルド・ラフト	49
Case 5: PR-SR	パイルド・ラフト	27
Case 6: PR-SH	パイルド・ラフト	35
Case 7: PR-H	パイルド・ラフト	28

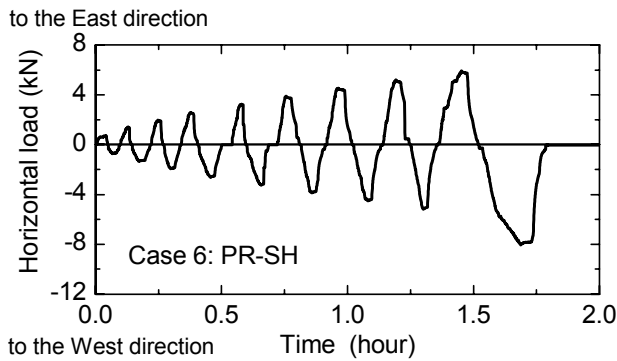


図-5 水平載荷サイクルの一例

(3) 水平載荷重と基礎の水平変位

図-6に載荷実験より得られた各実験ケースにおける水平荷重Hとラフト水平変位uの関係を示す。Case 1: Raftでは、水平変位が5mm程度で水平荷重がピークとなり、その後徐々に水平荷重は低下し、水平変位が10mm程度で一定の残留荷重状態に至った。

群杭およびパイルド・ラフトの各実験ケースでは、杭頭部接合条件の影響が水平荷重と基礎水平変位の関係に現れていた。その影響による差異を明瞭に比較するために、各実験ケースの正方向水平載荷サイクルの最大荷重時における水平荷重と基礎水平変位の関係を求め、図-7に示した。

水平荷重が小さい範囲においては、ラフト単体 (Case 1: Raft) の水平剛性は杭頭ヒンジの群杭 (Case 3: PG-H) よりも大きく、杭頭剛の群杭 (Case 2: PG-R) にはほぼ等しい値であるが、水平変位が大きくなると群杭 (PG-R, PG-H) の水平抵抗がラフト単体を上回るような結果となった。
 パイルド・ラフト基礎の水平剛性は、すべてのケースにおいて群杭に比べて大きな値となった。Case 6: PR-SH (杭頭半ヒンジ) の水平剛性は、Case 7: PR-H (杭頭ヒンジ) に比べ、若干大きな値となった。Case 5: PR-SR (杭頭半剛) と Case 4: PR-R (杭頭剛) は、ほぼ同等の水平剛性であり、Case 6: PR-SHおよび Case 7: PR-H の場合を上回るものであった。

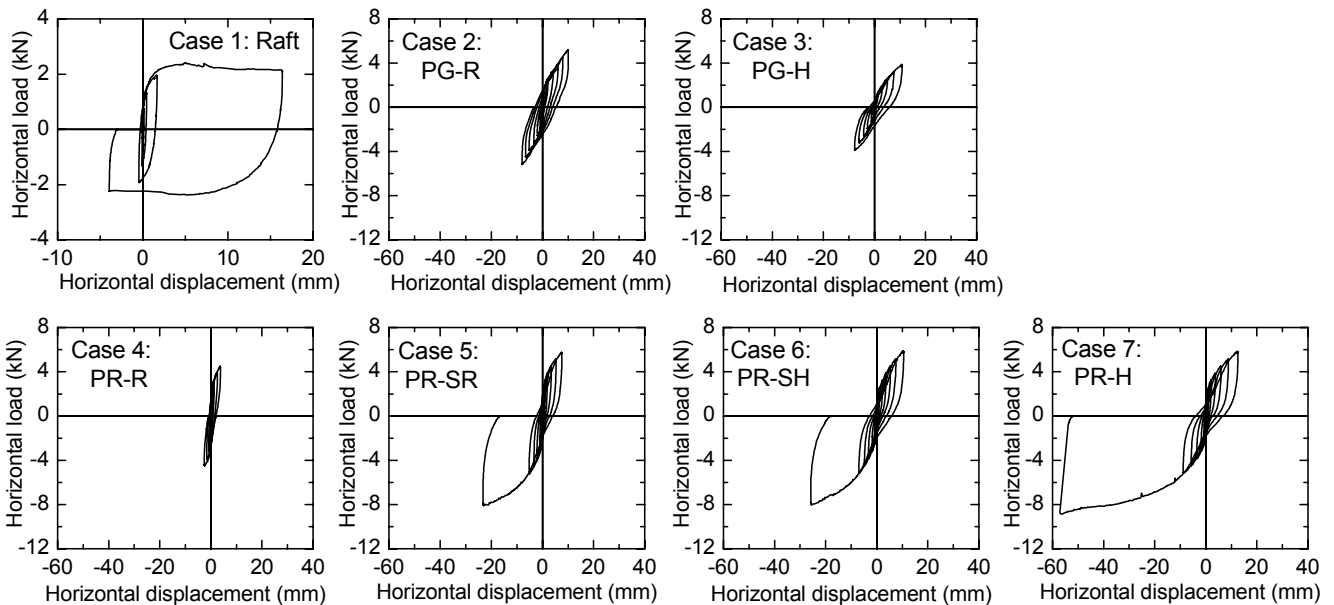


図-6 水平荷重とラフト水平変位の関係

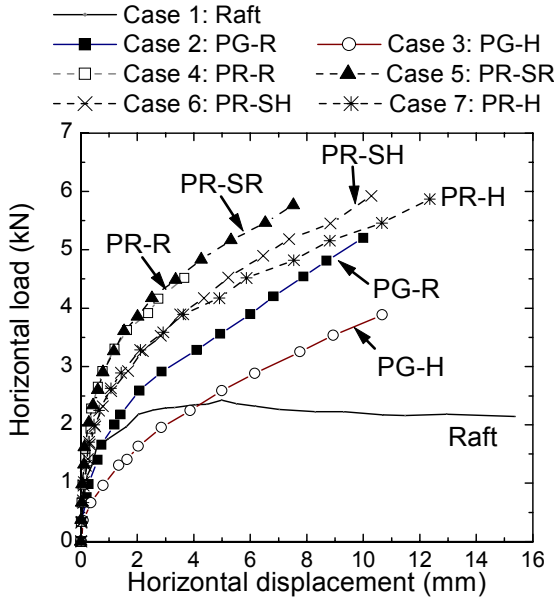


図-7 正方向ピーク荷重とラフト水平変位の関係

(4) ラフトの傾斜

ラフトの傾斜と水平変位の関係を図-8に示す。杭頭接合部の回転剛性が増すにつれて、基礎の傾斜が増加していることが分かる。杭頭がヒンジの場合（Case 7: PR-H）には傾斜は極めて小さい。この結果より、杭頭接合部の回転剛性を低下させることによって、ある与えられた水平変位条件下での、パイルド・ラフト基礎の傾斜を抑制することが可能と判断される。その一方で、回転剛性の低下によって、同一の水平荷重に対してはより大きな基礎の水平変位を生じさせることになり、水平剛性が低下していることが分かる。

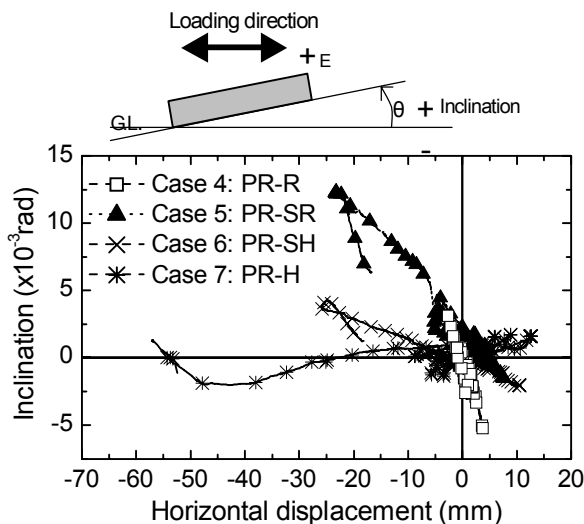


図-8 ラフトの傾斜と水平変位の関係

(5) ラフトと杭の水平荷重分担率

図-9は、ラフトの水平分担荷重と水平変位の関係を示したものである。図-10には同様に、杭の水平分担荷重

との関係を示した。図-9より、杭頭回転剛性が小さくなるに従って、変位の増大とともにラフトの水平荷重分担が小さくなる傾向が見られた。図-10において、パイルド・ラフトの各ケースにおける杭の水平荷重分担と変位の関係は、杭頭剛およびヒンジの群杭（PG-R および PG-H）の荷重～変位関係の中間に位置した。ある同一の基礎水平変位量において、パイルド・ラフトの杭の水平荷重分担が杭頭ヒンジの群杭（PG-H）に比べて大きくなる理由としては、ラフトの接地圧が杭周辺地盤に伝達することによって拘束圧が増し、地盤の強度や剛性が増加することなどが推察される。

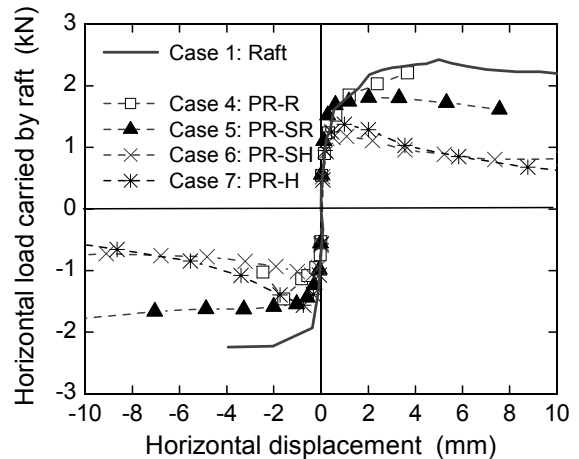


図-9 ラフトの水平荷重分担と水平変位の関係

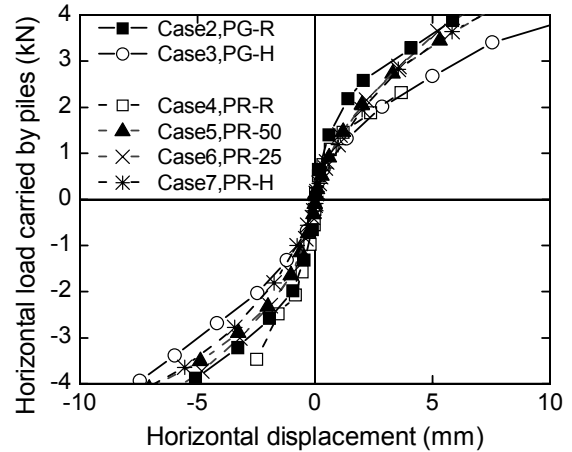


図-10 杭の水平荷重分担と水平変位の関係

(6) 杭の曲げモーメント

図-11は、P1 杭における杭体曲げモーメント分布を水平載荷重が3.84kNの時点で描いたものである。パイルド・ラフトの各ケース（Case 4～Case 7）と群杭（Case 2, Case 3）を比べると、前者の方が曲げモーメントが小さくなる結果が得られた。パイルド・ラフト形式が杭の曲げ破壊の可能性低下に対して優位性があることを示唆している。

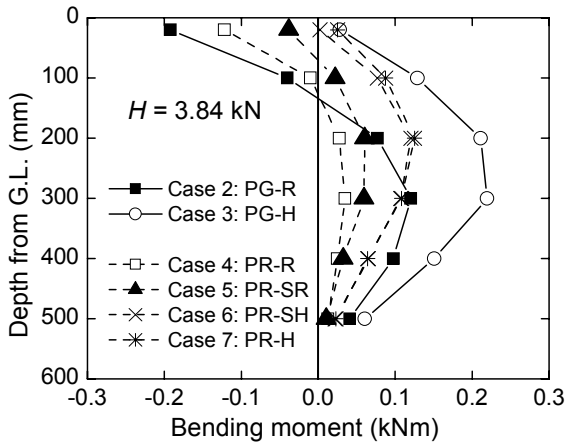


図-11 P1杭の曲げモーメント分布 ($P_h=3.84\text{kN}$ 時)

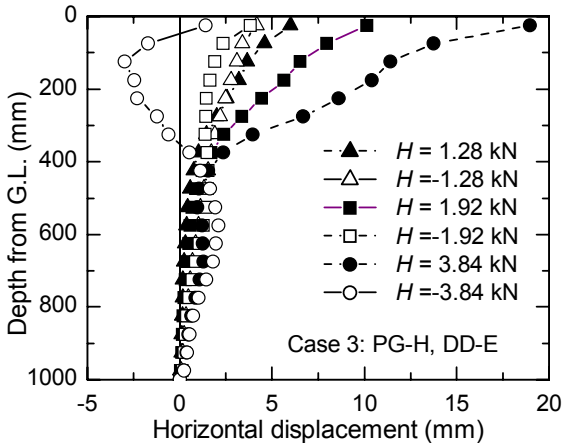


図-12 地中水平変位 (Case 3: PGH, DD-E)

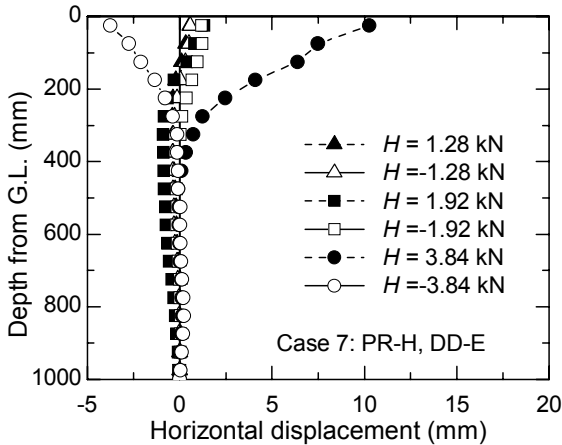


図-13 地中水平変位 (Case 7: PR-H, DD-E)

(7) 地中変位

図-12および図-13は、ラフト東側端より50mm外側の位置(DD-E)で測定された地中変位の一例であり、それぞれCase 3: PG-HおよびCase 7: PR-Hにおける測定結果である。群杭のCase 3では、比較的大きな地盤変位が生じている区間が地表より500mmから600mmまでの深さであるのに対して、パイルド・ラフトのCase 7ではその深さは300mmから350mm程度となっている。群杭における杭があたかも剛な短杭のような変位性状を示すのに

対して、パイルド・ラフトでは、よりフレキシブルな杭の変位性状に見受けられることは興味深い。

4. まとめ

杭頭接合部の回転剛性の異なる群杭およびパイルド・ラフト基礎の模型水平載荷実験を実施し、得られた主な知見を以下に示す。

- ① パイルド・ラフト基礎の水平剛性は、同一の基礎形状を有する群杭基礎に比べて大きい。ラフト底面の地盤への接地が水平変位減少に寄与していることによる
- ② パイルド・ラフト基礎の杭の曲げモーメントは、同一条件の群杭基礎に比べて低減される。
- ③ パイルド・ラフト基礎の杭頭回転剛性を低下させることによって、基礎の傾斜は減少する。その一方で水平剛性は低下する。
- ④ ラフトの水平荷重分担は、杭頭の回転剛性が低下するに従って小さくなる。
- ⑤ 杭の水平荷重分担は、杭頭回転剛性にあまり影響を受けないが、ラフトの水平荷重分担は杭頭回転剛性の影響を受ける。

謝辞：本報は、パイルド・ラフト基礎工法共同研究会(安藤建設(株), 西松建設(株), (株)間組, 三井住友建設(株))と金沢大学工学部(松本樹典教授)が共同で実施した研究成果の一部を取りまとめたものです。ここに関係各位に深く謝意を表します。

参考文献：

- 1) 堀井ほか：各種杭頭接合条件におけるパイルド・ラフト基礎の模型水平載荷実験(その1), (その2), 第40回地盤工学研究発表会, pp1637-1640, 2005.7
- 2) 新井ほか：パイルド・ラフト基礎の杭頭接合部回転剛性に着目した模型載荷実験(その1)~(その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造I, pp675-684, 2005.9
- 3) Nemoto, H., Yaegashi, K., Takeuchi, Y., Nishimura, N., Matsumoto, T. and Kitiyodom.: Vertical load tests of model piled rafts with different pile head connection condition, *Proc. Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics*, Hong Kong, 2006.8 (投稿中)
- 4) Mikami, H., Sakihama, H., Horii, H., Arai, T., Fujita, M., Arai, T., Matsumoto, T. & Kitiyodo: Horizontal load tests of model piled rafts with different pile head connection conditions.. *Proc. Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics*, Hong Kong, 2006.8 (投稿中)

杭式深層混合処理工法の液状化対策効果に関する解析検討

Analytical Study on the Liquefaction Countermeasure Effect of the Pile Type Deep Mixing Method

山本 陽一 YOICHI YAMAMOTO
高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI
黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

液状化を考慮した FEM 解析により深層混合処理工法杭式改良の液状化防止効果を検証した。また、すでに液状化対策工法として実績を有する格子式改良と杭式改良の解析結果とを比較することにより、液状化対策としての杭式改良の適用性を明確にすることを試みた。解析の結果、杭式改良についてもおおむね 35%以上の改良率で液状化を防止する効果が認められた。

キーワード：深層混合処理工法、杭式、格子式、液状化、FEM 解析

The liquefaction countermeasure effect of the pile type deep mixing method was verified with the FEM analysis considered liquefaction of the ground. Applicability of the pile type improvement for the liquefaction countermeasure was discussed to compare analysis results of the grid type and the pile type. It was confirmed that the pile type improvement was effective against liquefaction with improvement rate over 35% .

Key Words: Deep Mixing Method, Pile Type, Grid Type, Liquefaction, FEM Analysis

1. はじめに

近年、液状化対策工法として深層混合処理工法による工事件数が増加傾向にある¹⁾。深層混合処理工法は主にセメント系の安定材を攪拌混合し地盤を固化させて液状化を防止するものであるが、施工中の振動・騒音が少なく周辺地盤の変位もある程度抑制することが可能なことから、市街地や既設構造物への近接施工に適用性が高いという特徴を有している。

深層混合処理工法の改良形式としては、ブロック式（全面改良）、格子式、壁式、杭式がある。このうち、液状化対策としてはブロック式、格子式を適用しているのが一般的である。格子式改良は格子状に囲まれた改良体の内部に未改良土を有するが、改良体が地震時のせん断変形を抑制することによって液状化を防止すると言われている²⁾。また、兵庫県南部地震（1995）を経験した格子状改良地盤が周辺の液状化による壊滅的な被害に対して健全であったことが確認³⁾されている。

これに対して、杭式改良は施工性の面では有利であるが、他の改良形式に比べて液状化対策効果は低い⁴⁾と考えられている。最近の振動台実験による研究によると、改良体を杭式に配置することで地震時のせん断ひずみが

小さくなり、せん断変形が抑制されて液状化対策効果があると考えられた事例が報告^{5),6)}されており、杭式改良についてもその改良効果を検討する余地があるように思われる。

そこで、本報告では液状化を考慮した FEM 解析により深層混合処理工法杭式改良の液状化防止効果を検証する。また、すでに液状化対策工法として実績を有する格子式改良と杭式改良の解析結果とを比較することにより、液状化対策としての杭式改良の適用性を明確にすることを試みた。

2. 解析方法

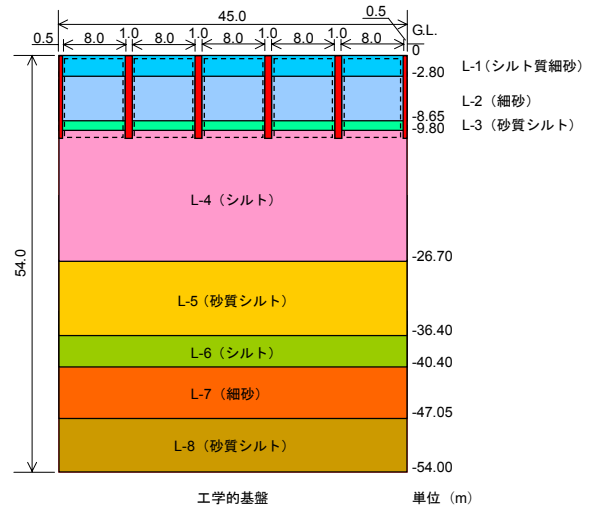
(1) 解析ケース

表-1 に実施した解析ケースを示す。解析は改良形式および改良率を変化させたケースを実施した。改良形式は無改良（自由地盤）、深層混合処理工法の格子式と杭式とし、杭式については表層改良の有無について比較した。自由地盤については、動的変形特性に関する解析パラメータの設定方法の異なる A 法、B 法について比較して、解析パラメータ設定の妥当性について検討した。

解析は液状化の発生を考慮することとして、有効応

表-1 解析ケース

ケース	入力波	対策工法	改良仕様		備考
			改良率	改良ピッチ	
F1-1	八戸	無改良	0	-	自由地盤:A法
F1-2	大船渡				
F2-1	八戸				
F2-2	大船渡				
T20-1	八戸	格子式	21%	8m	ピッチは格子間
T20-2	大船渡				
T44-1	八戸				
T44-2	大船渡				
L25-1	八戸	杭式	25%	4m	表層改良無
L25-2	大船渡				
L44-1	八戸				
L44-2	大船渡				
M25-1	八戸	格子式	25%	8m	表層改良有
M25-2	大船渡				
M35-1	八戸				
M44-1	八戸				
M44-2	大船渡		44%	3m	



(a) 格子式 (改良率 21%)

方法に基づく 2 次元 FEM 解析プログラム FLIP⁷⁾を用いて行った。

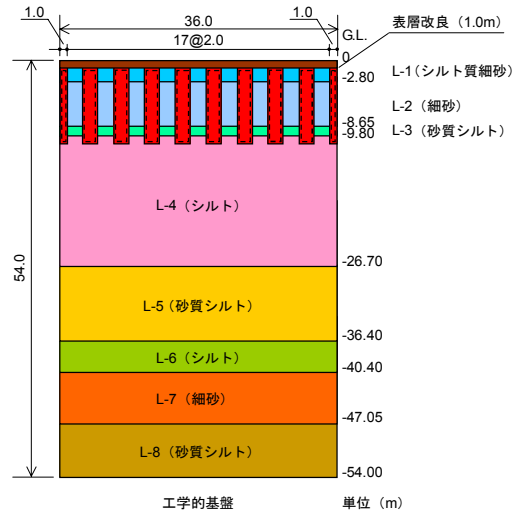
(2) 解析モデル

図-1 (a), (b) にそれぞれ格子式改良率 21%と杭式改良率 25%の解析モデルを示す。解析の対象とする地盤は L-1~L-8 の 8 層から成る水平成層地盤で、G.L.-54.0m の層境界を工学的基盤としている。液化対象層は、L-1, L-2, L-3 の 3 層とした。なお、地下水位は G.L.とした。

本来 3 次元構造を有する改良地盤を 2 次元問題として解析を行う場合、改良地盤を忠実に表現することが難しいのでモデル化において何等かの簡略化を行う必要がある。そこで、本検討では改良地盤のモデル化に要素の貼合せモデルを採用して、可能な限り実際の挙動に近い条件となるよう配慮した (要素の貼合せモデル: 改良体の物性で表された要素と改良体間地盤の物性で表される要素とを前後に貼り合わせてモデル化する方法)。

具体的には、格子式改良のケースについては、格子壁に挟まれる要素 (図中点線で表す部分) を 2 重節点として、格子間の地盤要素と奥行き方向の壁をそれぞれモデル化している。また、MPC 拘束 (多点拘束) により、点線で表す部分の左右両端と下端の節点は X,Y 方向の変位を同一とする拘束条件を適用している。この部分の地盤要素と奥行き方向の壁の支配幅は、単位奥行き幅に対してそれぞれ想定した改良仕様に応じて算出される比率を与えた。これにより、奥行き方向の壁とその内部の地盤は格子間の左右両端と下端を除きそれぞれ自由に變形する挙動を表現でき、さらに、奥行き方向の壁の存在による効果を解析結果に反映することが可能である。

杭式改良のケースでは、杭が存在する部分に地盤要



(b) 杭式 (改良率 25%)

図-1 解析モデル

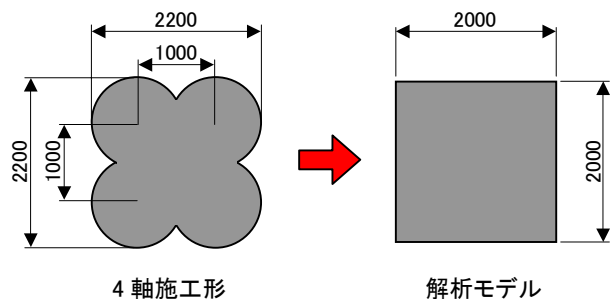


図-2 改良杭のモデル化 (杭式)

素と杭要素がそれぞれの支配幅で貼合されている。また、それぞれ 2 重節点で表された要素は MPC 拘束により、点線で表す部分の左右両端と上下両端 (表層改良がない場合は下端) の節点に対して X,Y 方向の変位を同一とする拘束条件が適用されている。

表-2 解析パラメータ (地盤：A法)

土層	層境界深度 (m)	Vs (m/s)	層平均 N値	FC (%)	IP	Na	N _{63.5}	SIGMO (kPa)	G _{max} (kPa)	PMG	K _{ms} (kPa)	PMK	POI	材料特性データ(マルチスプリング要素)											
														自重	動解	HMAX	COH	PHIF	PHIP	S1	W1	P1	P2	C1	
L-1	シルト質細砂	2.80	124	3.7	26.0	19.0	4.9	98.0	3.435E+04	0.0	8.96E+04	0.0	0.33	0.90	1.90	0.22	0.00E+00	39.0	28.0	0.005	7.8	0.50	0.90	1.30	
L-2	細砂	8.65	173	10.2	21.8	22.4	10.5	98.0	6.846E+04	0.0	1.79E+05	0.0	0.33	0.90	1.90	0.22	0.00E+00	40.0	28.0	0.005	17.1	0.50	0.84	1.00	
L-3	砂質シルト	9.80	159	4.0	63.0	17.0	16.7	3.7	2.496E+04	0.0	6.51E+04	0.0	0.33	0.60	1.60	0.22	0.00E+00	39.0	28.0	0.005	8.2	0.50	0.94	1.30	
L-4	シルト	26.70	126	2.0	91.0	34.0	1.0	98.0	1.920E+04	0.0	5.01E+04	0.0	0.33	0.60	1.60	0.18	0.00E+00	20.1							
L-5	砂質シルト	36.40	181	7.0	50.0	12.0	5.3	98.0	3.670E+04	0.0	9.57E+04	0.0	0.33	0.60	1.60	0.22	0.00E+00	13.6							
L-6	シルト	40.40	168	4.7	98.0	44.0	2.7	98.0	3.298E+04	0.0	8.60E+04	0.0	0.33	0.60	1.60	0.18	0.00E+00	18.1							
L-7	細砂	47.05	293	49.0	21.0	NP	46.8	98.0	1.990E+05	0.0	5.19E+05	0.0	0.33	0.90	1.90	0.22	0.00E+00	27.4							
L-8	砂質シルト	54.00	302	27.6	80.0	28.0	25.2	98.0	5.274E+04	0.0	1.38E+05	0.0	0.33	0.70	1.70	0.22	0.00E+00	14.6							
工学的基盤	細砂	435	126.0																						

表-3 解析パラメータ (地盤：B法)

土層	層境界深度 (m)	Vs (m/s)	層平均 N値	FC (%)	IP	Na	N _{63.5}	SIGMO (kPa)	G _{max} (kPa)	PMG	K _{ms} (kPa)	PMK	POI	材料特性データ(マルチスプリング要素)											
														自重	動解	HMAX	COH	PHIF	PHIP	S1	W1	P1	P2	C1	
L-1	シルト質細砂	2.80	124	3.7	26.0	19.0	4.9	98.0	2.909E+04	0.0	7.59E+04	0.0	0.33	0.90	1.90	0.22	0.00E+00	39.0	28.0	0.005	7.8	0.50	0.90	1.30	
L-2	細砂	8.65	173	10.2	21.8	22.4	10.5	98.0	5.719E+04	0.0	1.49E+05	0.0	0.33	0.90	1.90	0.22	0.00E+00	40.0	28.0	0.005	17.1	0.50	0.84	1.00	
L-3	砂質シルト	9.80	159	4.0	63.0	17.0	16.7	3.7	4.032E+04	0.0	1.05E+05	0.0	0.33	0.60	1.60	0.22	0.00E+00	39.0	28.0	0.005	8.2	0.50	0.94	1.30	
L-4	シルト	26.70	126	2.0	91.0	34.0	1.0	98.0	2.540E+04	0.0	6.62E+04	0.0	0.33	0.60	1.60	0.18	0.00E+00	27.0							
L-5	砂質シルト	36.40	181	7.0	50.0	12.0	5.3	98.0	5.855E+04	0.0	1.53E+05	0.0	0.33	0.60	1.60	0.22	0.00E+00	22.0							
L-6	シルト	40.40	168	4.7	98.0	44.0	2.7	98.0	4.489E+04	0.0	1.17E+05	0.0	0.33	0.60	1.60	0.18	0.00E+00	25.1							
L-7	細砂	47.05	293	49.0	21.0	NP	46.8	98.0	1.628E+05	0.0	4.25E+05	0.0	0.33	0.90	1.90	0.22	0.00E+00	22.1							
L-8	砂質シルト	54.00	302	27.6	80.0	28.0	25.2	98.0	1.559E+05	0.0	4.06E+05	0.0	0.33	0.70	1.70	0.22	5.56E+01	30.0							
工学的基盤	細砂	435	126.0																						

表-4 解析パラメータ (改良体)

改良体	qu (kN/m ²)	E (kN/m ²)	POI	ρ _t (g/cm ³)
F-1 表層改良	200	1.00E+05	0.35	1.8
F-2 CDM	500	2.50E+05	0.35	1.8

なお、改良体はいずれも非液状化層である L-4 層に 1m 根入れした状態とした。改良体のモデル化において、杭式改良は 4 軸の深層混合処理工法 CDM-Land⁴) による改良を想定して、2m×2m 幅 (φ1200×4) の杭を仮定している (図-2)。格子式の壁厚は 1.0m とし、格子間隔は手前、奥行き方向で同一と仮定した。

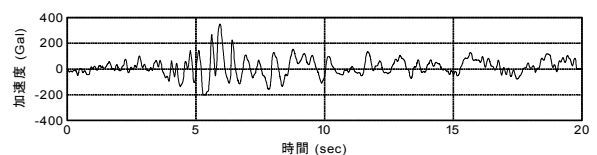
動的解析での境界条件は側方を繰返し境界とし、底面は底面粘性境界とした。

(3) 入力波形

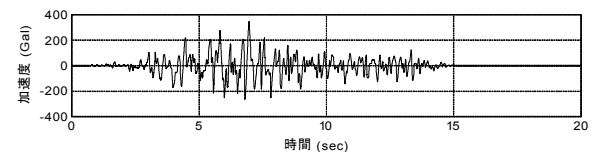
入力波形を図-3 に示す。使用した波形は十勝沖地震 (1968) の際に八戸港で観測された波形と宮城県沖地震 (1978) の際に大船渡港で観測された波形を最大加速度 350gal に調整したものである。ただし、動的解析底面は粘性境界としており、2E 波にして入力されている。

(4) 解析パラメータの設定

表-2~表-4 に設定した解析パラメータの一覧を示す。地盤は L-1~L-8 の 8 層構成とし、L-8 層の下の細砂層を工学的基盤として底面粘性境界に設定した。対象地盤の材料定数として、N 値と細粒分含有率 FC、塑性指数 I_p が得られており、地盤の解析パラメータはこれらの材料定数から「港湾技研資料：FLIP パラメータ簡易設定法」⁹⁾ に準じて設定した。液状化対象層は L-1, L-2, L-3 の 3 層である。改良体は線形平面要素とし一軸強度を仮定して弾性係数を以下の方法で設定した。



(a) 八戸波



(b) 大船渡波

図-3 入力波形

$$E = 500q_u \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (1)$$

土の動的変形特性を規定するパラメータ (せん断剛性 G、内部摩擦角 φ、粘着力 c) を N 値または土の物理試験結果から設定する方法は、砂質土・粘性土について、いくつか提案されている。このうち、本解析では以下の A 法、B 法による設定方法について検討した。

A 法：沿岸開発技術センター「埋立地の液状化対策ハンドブック (改訂版)」¹⁰⁾ に基づく方法

・砂質土のせん断弾性係数 G_m

$$G_m = 144N^{0.68} \quad (2)$$

・粘性土のせん断弾性係数 G_m

$$G_m = (285 - 2I_p)\sigma'_m \quad (3)$$

$$G_m = 1.6I_p + 185 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \sigma'_m^{0.5} \quad (4)$$

※ (3), (4) のいずれか大きい方を採用

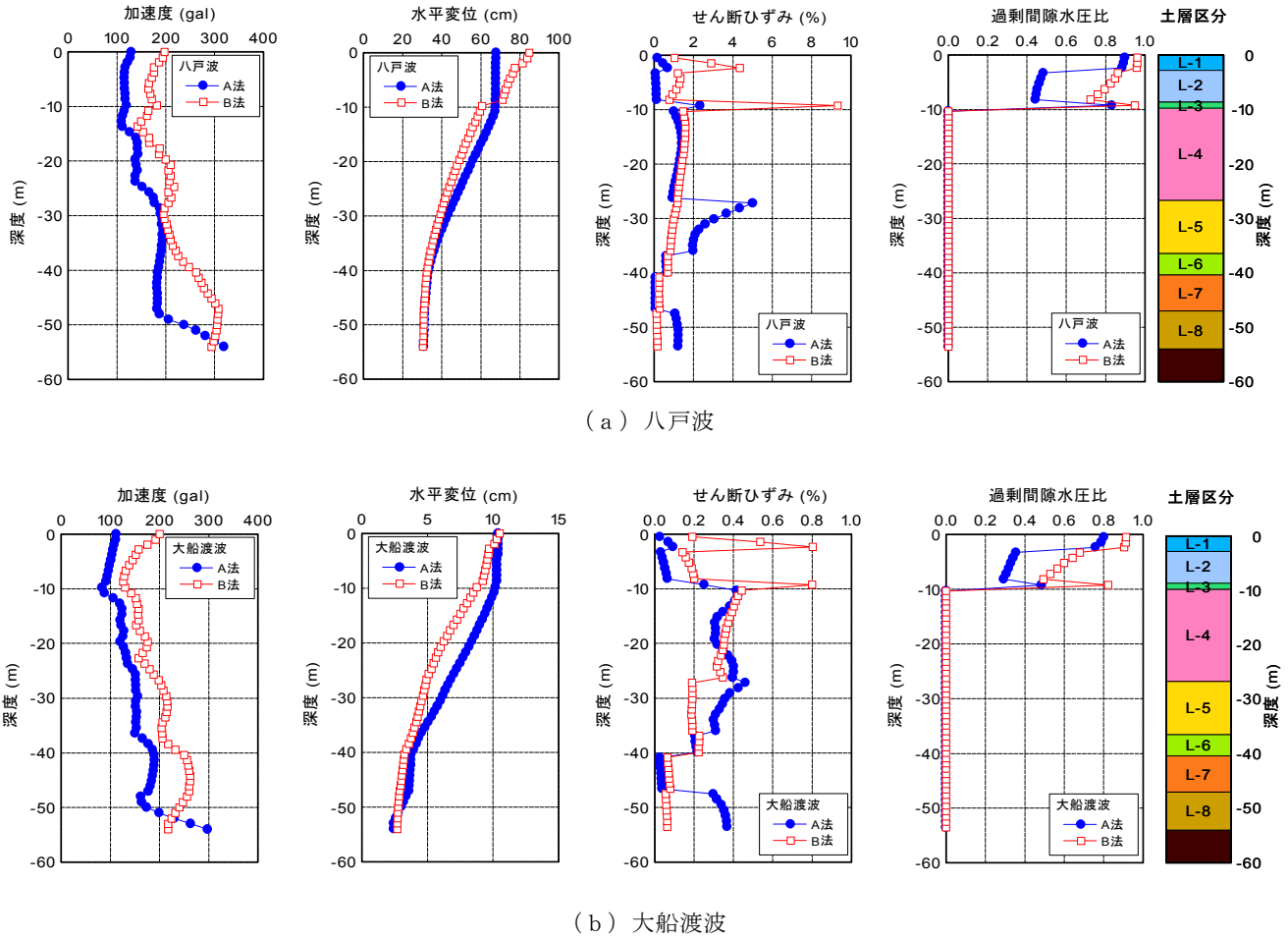


図-4 最大応答値深度分布（自由地盤）

・減衰定数 h_{max} および基準ひずみ $\gamma_{0.5}$ は「埋立地の液状化対策ハンドブック」¹⁰⁾による。

・内部摩擦角 ϕ ，粘着力 c （液状化対象層以外）

$$\phi = \arcsin(\tau_{max} / \sigma'_m) \quad (\text{ただし, } \phi \leq 30^\circ) \quad (5)$$

$$\tau_{max} = G_m \gamma_{0.5} \quad (6)$$

$$c = \tau_{max} - \sigma'_m \sin \phi \quad (7)$$

B法：N値からせん断波速度を推定する方法¹¹⁾（道路橋示方書）

・せん断弾性係数 G_m

$$G_m = \rho V_s^2 = \frac{\gamma_L}{g} V_s^2 \quad (8)$$

・砂質土のせん断波速度 V_s

$$V_s = 80N^{1/3} \quad (9)$$

・粘性土のせん断波速度 V_s

$$V_s = 100N^{1/3} \quad (10)$$

・その他のパラメータの設定方法はA法と同じ

$$\sigma'_m = \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_v \quad (11)$$

$$K_{ma} = (2/3)\{(1+\nu)/(1-2\nu)\}G_{ma} \quad (12)$$

ここで、

σ'_m ：平均有効主応力（有効拘束圧）

σ'_{ma} ：基準有効拘束圧

G_{ma} ：基準有効拘束圧における G_m

K_{ma} ：体積弾性係数

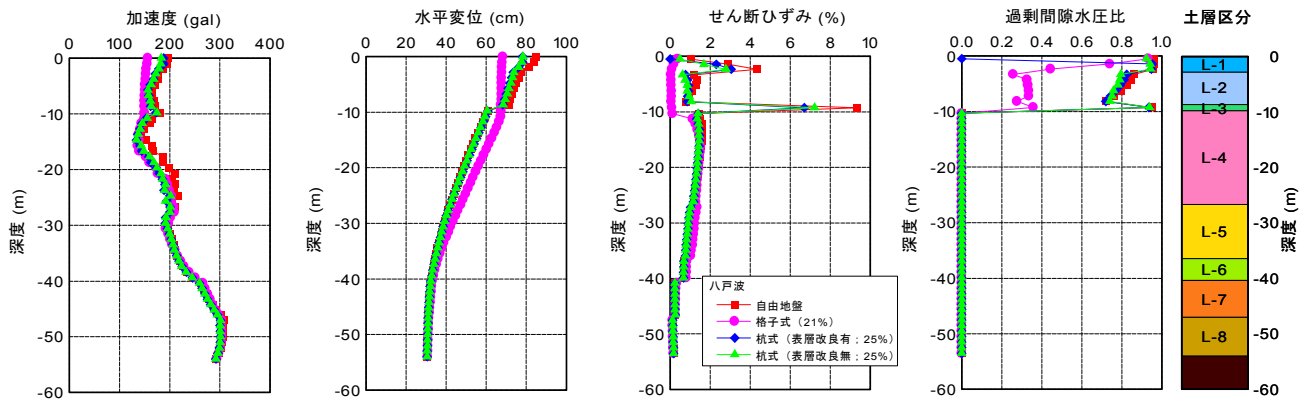
ν ：ポアソン比（標準0.33）

K_0 ：静止土圧係数

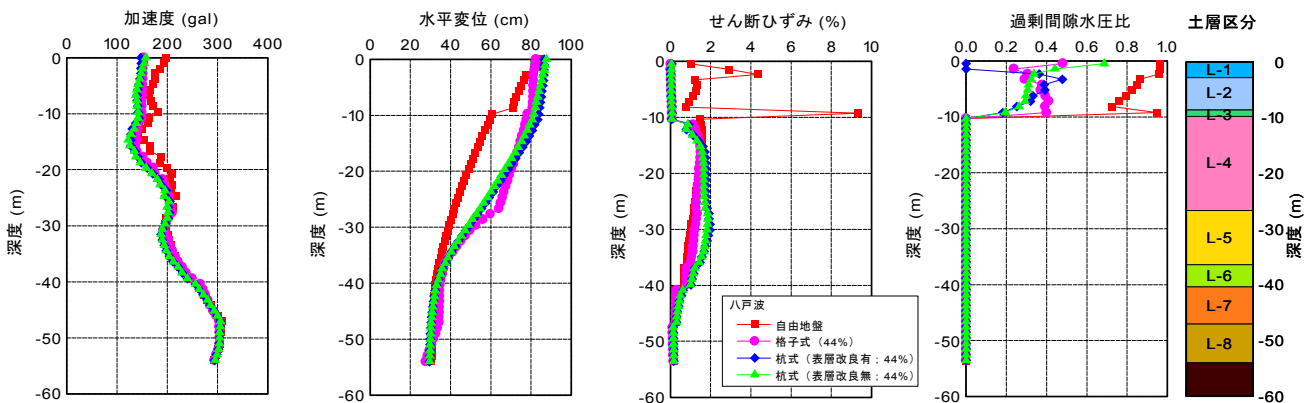
3. 解析結果

(1) 自由地盤の応答

図-4 (a)，(b) にそれぞれ八戸波と大船渡波を入力加速度として実施した自由地盤の解析結果として、加速度、水平変位、せん断ひずみ、過剰間隙水圧比の最大応答値分布を土の動的変形特性設定方法の異なるA



(a) 改良率 (格子式 21%, 杭式 25%)



(b) 改良率 44%

図-5 最大応答値深度分布 (八戸波)

法, B 法について比較して示した。

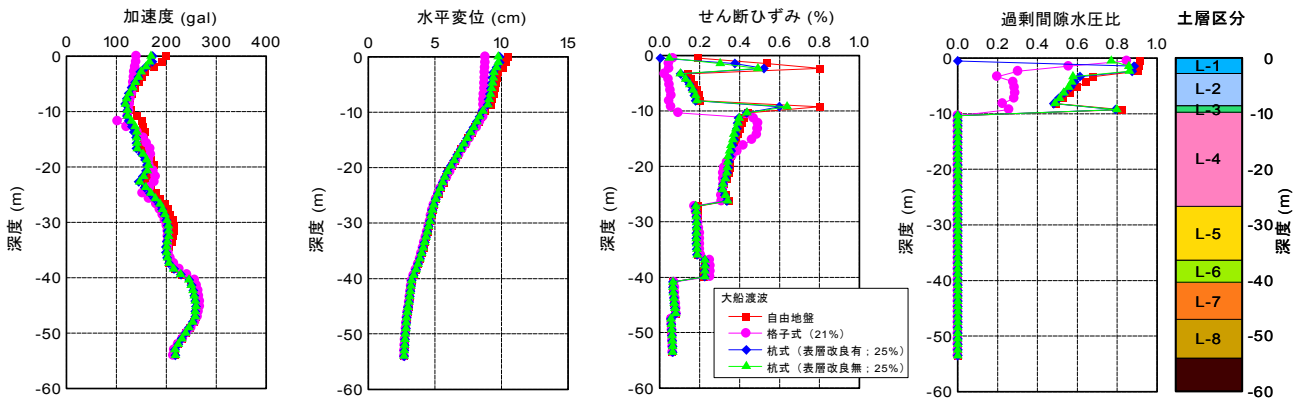
加速度分布について, A 法では最下層の L-8 層のひずみが B 法のそれに比べて大きいことから, まず L-8 層での加速度の低下が B 法に比べて著しい。加速度応答はせん断ひずみの分布に対応しており, 非線形化の卓越している区間で減衰する傾向が分かる。

非液状化層のせん断ひずみを比較すると, 例えば L-5 層 (G.L.-26.7~-36.4m) では, A 法のせん断ひずみが B 法のそれより大きく発生しているが, 設定したせん断弾性係数は A 法が $3.670 \times 10^4 \text{kN/m}^2$ であるのに対して, B 法では $5.855 \times 10^4 \text{kN/m}^2$ と同じ層においてもせん断弾性係数が小さい場合ほどせん断ひずみは大きく発生している傾向が認められる。また, 八戸波に対する A 法の結果は, 非液状化層の L-5 層で 5%のせん断ひずみを生じており, 非液状化層のひずみとしては過大と思われる。

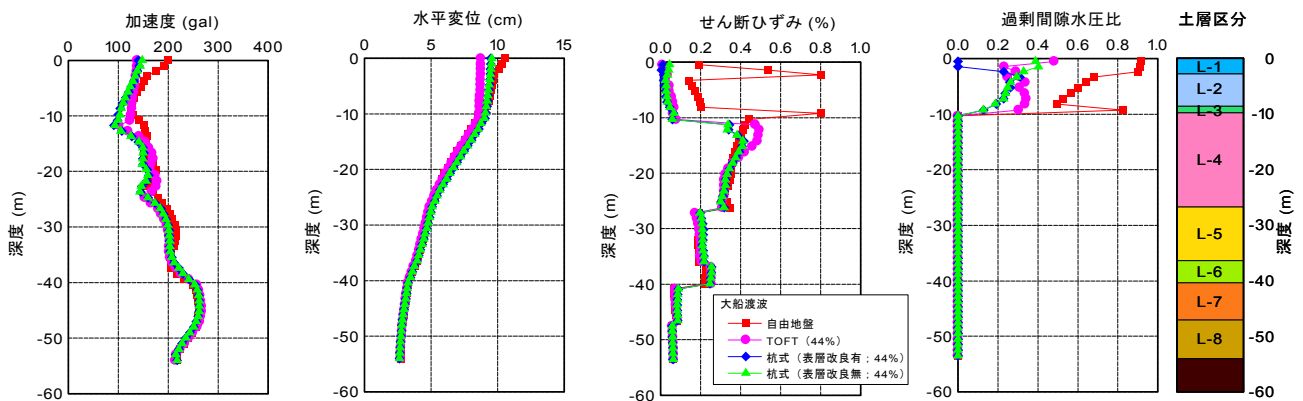
液状化層については, いずれの結果も L-1 層と L-3 層のひずみと過剰間隙水圧比の値が大きく, L-2 層の結果はこれらに対して小さな値に止まっている。また, A 法に対して B 法のせん断ひずみ・過剰間隙水圧比の方

が大きい。液状化に関する全般的な傾向として, A 法のパラメータでは非液状化層の非線形性に起因する減衰が大きく, 完全液状化には至らないことが認められる。また, 八戸波 B 法では L-1, L-3 層で激しく液状化するが, 大船渡波ではいずれの方法でも完全液状化には至っておらず, 液状化の程度に対して波形の影響は大きい。L-1, L-3 層が激しく液状化した八戸波 B 法でも L-2 層の過剰間隙水圧は 0.9~0.7 程度であることから, 準液状化の状態 (ひずみは 1%を超えているので) までにしか達していない。これは L-2 層の補正 N 値 N_a (=22.4) が 20 を超えていることから理解できる。

これらの結果を踏まえ, 以降, 液状化に対する対策効果の検討には, 地盤パラメータに B 法の設定方法を採用するのが適当と判断される。また, 本解析地盤については N 値や物理試験結果から解析パラメータを推定したが, 液状化対象層の下には厚いシルト層が堆積しており, その非線形性が液状化対象層の応答にも大きく影響している。したがって, 液状化対策の実務設計として液状化解析を適用して詳細な検討をするには, 最低限 PS 検層を実施してせん断波速度を測定する等,



(a) 改良率 (格子式 21%, 杭式 25%)



(b) 改良率 44%

図-6 最大応答値深度分布 (大船渡波)

解析精度を向上させるための調査試験が必要であると
考えられる。

(2) 改良地盤の応答

図-5, 図-6 にそれぞれ八戸波および大船渡波による改良地盤の最大応答値深度分布を自由地盤の解析結果と比較して示した。また, 図-7 には八戸波に対する解析結果の最大過剰間隙水圧比コンター図を示した。

非液状化層の応答は, 八戸波に対する改良地盤 L-5 層のせん断ひずみが自由地盤に比べて若干大きく水平変位が大きくなっていること, 大船渡波に対する格子式の改良体直下地盤で応力集中によるせん断ひずみが他のケースに比べて大きいほか, 自由地盤の応答と一致している。

液状化対象層 (L-1~L-3) について比較すると, 改良率の低い杭式 25%の過剰間隙水圧比は自由地盤のそれと同程度の値を示しており, 八戸波の結果については完全液状化の状態に達していると判断される。しかしながら, 自由地盤に比べるとこの層 (L-1, L-3) のせん断ひずみはやや小さくなる傾向がある。

低改良率の格子式 21%のケースでは, L-1 層で高い過剰間隙水圧比を生じる傾向があるが, 自由地盤および杭式改良 25%に比べて L-2, L-3 層の過剰間隙水圧比は低く, あわせて剛性の高い壁の拘束効果によりせん断ひずみの値は杭式改良に比較して小さい。

改良率 44%の結果は格子式および杭式とも改良範囲 (液状化対象層) のせん断ひずみは自由地盤に比べて小さく改良形式によらず同程度となっている。また, この改良率では杭式改良の方が L-2, L-3 層の過剰間隙水圧比は格子式改良よりむしろ小さくなる傾向があり, 杭式改良においても改良率を上げるにより拘束効果が発揮されていることが分かる。

杭式改良において表層改良の有無については, 表層改良深度で過剰間隙水圧発生の有無の違いがあるのみで, 本解析結果では表層改良による明瞭な挙動の違いは認められない。

これらの結果から, 格子式改良については低改良率の 21%でもせん断変形抑制による拘束効果を発揮して過剰間隙水圧の発生を抑える効果があるが, L-1 層に対しては液状化を完全に防止するまでには至っていない

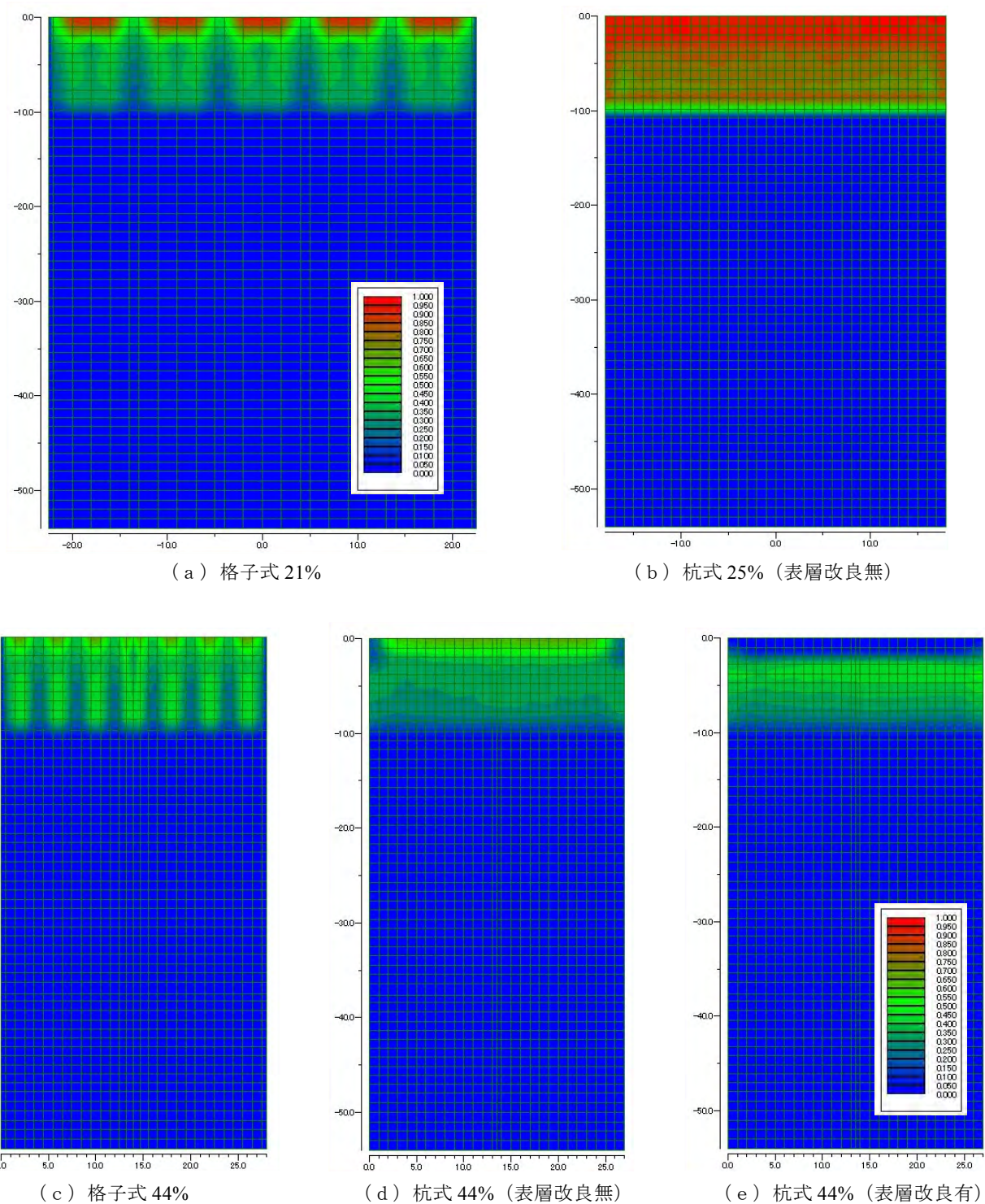


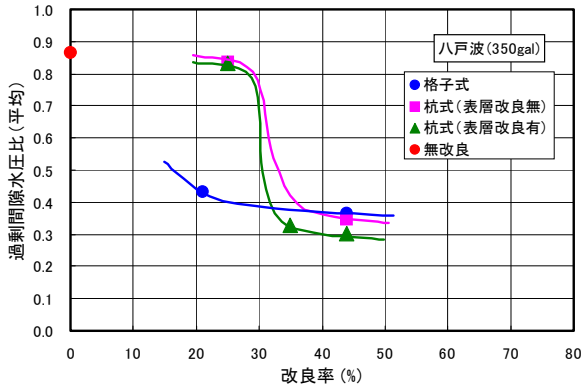
図-7 最大過剰間隙水圧比コンター (八戸波)

こと、杭式改良 25%の低改良では液状化防止効果はほとんどないことが明らかである。一方、44%に改良率を高めるといずれの改良形式についてもせん断変形を抑制して、液状化を防止する対策効果が現れている。

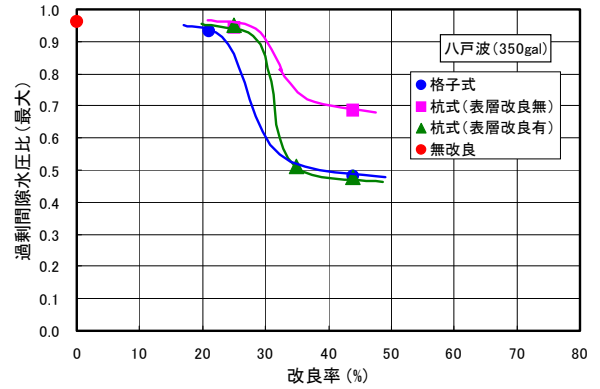
(3) 改良効果の比較

図-8 に液状化対象層 (L-1, L-2, L-3) の過剰間隙水

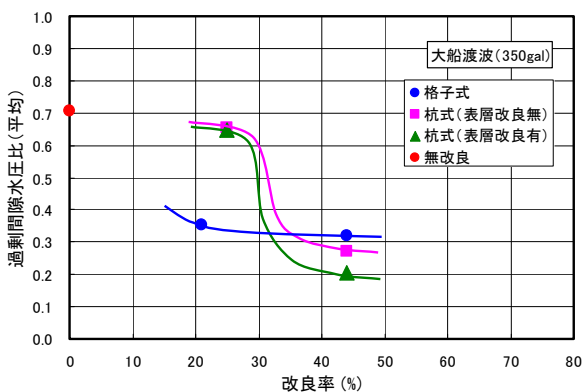
圧比の平均値と改良率の関係を整理して示す。杭式改良率 25%の過剰間隙水圧比は、無改良より若干その値が低下している程度で、液状化対策としての効果は認められない。これに対して、杭式改良率 35%、44%の過剰間隙水圧比は 0.4 を下回り、液状化抑止効果を発揮していることが認められる。このように、杭式改良ではある改良率以上にならないと、液状化抑止効果が生



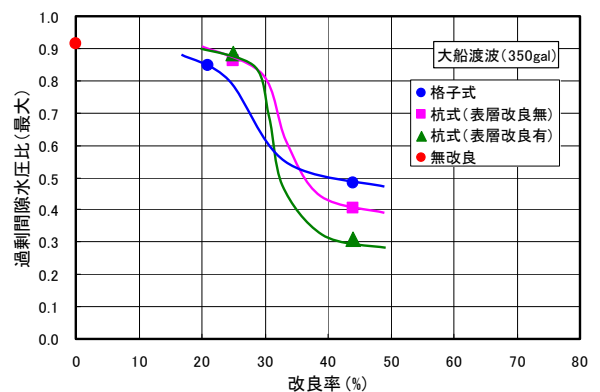
(a) 八戸波



(a) 八戸波



(b) 大船渡波



(b) 大船渡波

図-8 改良率と過剰間隙水圧比(平均値)の比較

図-9 改良率と過剰間隙水圧比(最大値)の比較

じないことが明らかであり、本ケースでは改良率 30%～35%がその境界に相当していることが分かる。表層改良の有無に関しては、表層部を改良したケースの方がその部分の過剰間隙水圧が発生しないため、改良効果が高くなる結果となっている。

格子式改良の解析結果からは、21%の結果においても改良効果が認められる。これは、構造上、杭式改良に比べてせん断変形を抑制する効果が高いためであると考えられる。しかしながら、改良率が高くなっても杭式のような劇的な変化はなく、やや改良効果が高まる程度であり、35%、44%改良率の結果については杭式改良(表層改良有)のほうが、過剰間隙水圧比の低減効果が大きい。

図-9 に液状化対象層(L-1, L-2, L-3)の過剰間隙水圧比の最大値と改良率の関係を整理して示す。過剰間隙水圧比の最大値で整理した場合、平均値で整理した場合に比べ全般に高めの結果を示すが、大きく異なるのは格子式 21%の結果である。低改良率のケースではせん断ひずみは大きくないものの、いずれも L-1 層で

液状化に達していることから、格子式改良についても改良効果が認められない結果となっている。また、最大値に対する整理では、杭式改良の場合に表層改良ありの場合がない場合よりも明確な形で改良効果が高まっていることが分かる。

このように、改良体間の未改良地盤の過剰間隙水圧比を平均する場合と最大値で比較する場合とで、改良効果に対する見解はやや異なるが、全般的には格子式改良の方が杭式改良よりも液状化対策効果は高いと考えられる。しかしながら、解析結果は杭式改良についても非液状化層に十分根入れして杭頭部を連結する等、杭固定度を高めて適切な改良率を設定することにより、液状化対策効果を発揮することを明らかにしていると考えられる。

4. まとめ

本報告では、杭式深層混合処理工法の液状化対策効果を格子式改良と比較した FEM 解析により検討した。

その結果、杭式改良についても非液状化層に十分根入れして杭頭部を連結する等、杭固定度を高めて適切な改良率を設定することにより、せん断変形抑制による拘束効果を発揮して格子式改良と同程度の液状化対策効果を発揮することが明らかになった。また、本解析条件においては、おおむね 35%以上の改良率で液状化防止効果が発揮されると考えられた。

参考文献

- 1) 地盤工学会：液状化対策工法，pp.196-197, 2004.
- 2) 例えば，鈴木義雄，時任和哉，鈴木吉夫，馬場崎亮一：固化工法による耐液状化基礎地盤改良工法の適用事例，基礎工，Vol.17, No.9, pp.87-95, 1989.
- 3) 鈴木吉夫，斉藤聡，木村玄，木林長仁，細見尚史：格子状地盤改良による液状化対策を施した建築基礎の調査報告，基礎工，Vol.23, No.10, pp.54-58, 1995.
- 4) 古賀泰之，谷口栄一，中角功，栗波啓治：深層混合処理工法による砂地盤の液状化対策に関する模型振動実験，土木学会第 41 回年次学術講演概要集，III，pp.201-202, 1986.
- 5) 安田進，村澤譲，小西武，田中智宏，内山純一：杭式に配置した改良体の液状化抑制効果，第 38 回地盤工学研究発表会講演集，pp.1881-1882, 2003.
- 6) 田中智宏，安田進，村澤譲，小西武，内山純一：杭式深層混合処理工法による液状化対策効果，土木学会地震工学論文集，Vol.27, No.210, 2003.
- 7) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, pp. 1-15, 1992.
- 8) CDM 研究会：CDM-Land4 工法技術マニュアル，2002.
- 9) 森田年一，井合進，Hanlong Liu，一井康二，佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法，港湾技研資料，No.869, 1997.
- 10) 沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版），1997.
- 11) Imai, T.: P-and S-wave velocities of the ground in Japan, Proc. of the 9th Int. Conf. ICSMFE, Vol.2, pp.257-260, 1977.

等分布荷重を受ける RC 板の耐力に関する実験的考察

Experimental Study on Ultimate Strength of RC Slab under Distributed Transverse Load

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

三上 浩 HIROSHI MIKAMI

土木技術部 樋口 昇 NOBORU HIGUCHI

等分布荷重を受ける RC 板の終局耐力に関する実験的な研究は極めて少なく、設計法についても十分に整備されているとは言い難い。そこで、著者らは 4 辺単純支持正方形 RC 板のエアジャッキを用いた載荷試験を行い、その耐荷挙動を明らかにするとともに、これまでに提案されている耐力評価手法の検討を行った。その結果、平板理論に基づいた耐力算定法ではせん断耐力を過小評価すること、平面要素を用いた簡易な FEM 解析によって、RC 板の挙動をある程度の精度で評価できること、などが明らかとなった。

キーワード：RC 板，等分布荷重，耐力

There are extremely few studies on the ultimate strength of RC slab subjected to the distributed transverse load. Furthermore, there are several indecisive points in design standard for design technique of RC slab. Authors have, therefore conducted experiments on simply supported square RC slabs with air jack loading. The results showed that simplified FEM model using plane stress elements is applicable for prediction of loading behavior. Flat plate theory was found to extremely underestimated shear strength.

Key Words: RC Slab, Distributed Load, Ultimate Strength

1. はじめに

RC 板の破壊は、はり部材の破壊と同様に、鉄筋の降伏とコンクリートの圧縮破壊を生じる曲げ型のもの、押抜きせん断破壊に代表されるせん断型のものがある。

RC 板に面外方向の力が作用した時の荷重-変形関係の例を図-1に示す¹⁾。曲げひび割れが発生した後、ひび割れが進展し引張鉄筋の一部が降伏する。さらに荷重が増加すると板全体に降伏線が発展し降伏線理論によって計算される曲げ耐力に至り、その後急激に変形が増大して不安定な領域（段階IV）に達する。ここで、曲げ破壊に至る場合もあるが、荷重の作用領域がコーン状に押し抜けることが多い。載荷面積が小さくなるほど図-1の早い段階で押し抜け、脆性的な破壊となる傾向がある。また、曲げ降伏後に押し抜ける場合でも、十分な延性が期待できないため、この種の押抜きせん断破壊に対する研究は早くから精力的に進められてきた。

一方、載荷面積が比較的大きい場合は、一方向板あるいは二方向板として平板理論に基づいた簡易な式で計算された断面力に対して設計しておけば、十分安全であることが知られており、建築の床スラブあるいは道路橋床

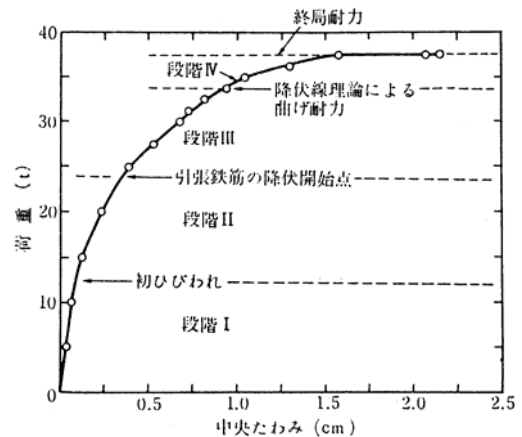


図-1 RC 板の荷重-たわみ曲線の例¹⁾

板の設計などで一般的にこの方法が採用されている。この理由として、平板の解析が比較的難しいことと、実際の耐力が板周辺の拘束によって生じる面内力の効果などにより大きくなることなどが要因と考えられる。なお、平板の終局耐力については、降伏線理論による値よりも大きくなる¹⁾などの指摘もあるが、特に等分布荷重を作用させる実験の困難さから、十分な研究がなされている

とは言い難い。

一方、部分的な集中荷重が作用しない場合のせん断力に対する検討については、建築学会鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説²⁾では、片持ばり式スラブ、開口のあるスラブ以外の通常用いられる床スラブでは、「せん断応力度に対しては十分な場合が多く、特に検算を必要としない」としている。また、土木学会コンクリート標準示方書³⁾では、「幅の広いはりとして、支点の近傍において一方向の断面内でせん断力に抵抗すると想定し、はりに準じて検討を行う」としている。このように、RC板に生じるせん断応力度の取り扱い方法が異なっている。特に、コンクリート標準示方書のように、はりに準じた検討ではかなり安全側の設計になっている可能性もある。

以上のような背景から、ここでは等分布荷重を受ける4辺単純支持の正方形RC板の耐荷挙動を検討するとともに、その耐力について平板理論に基づく既往の提案式や非線形FEM解析などの結果を基に考察した。

2. 既往の耐力評価法

(1) 計算図表による方法²⁾

平板理論に基づいて作成された計算図表を用いてRC板に作用する断面力を求める方法である。前記の鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説では、本研究で対象とした4辺単純支持板の等分布荷重作用時の応力図として図-2が適用できる。参考までに、正方形板の場合、本計算図表で計算した曲げおよびせん断力は、等分布荷重を受けるはりとして計算した場合のそれぞれ28.8%、92%となり、曲げについては大きく低下するがせん断力については、ほぼ同じ値となる。

本研究で用いた試験体は、この方法によりRC板がせん断で破壊するよう断面を設計した。すなわち、試験体を一方向のはりとして計算した曲げ、せん断耐力と一致する断面力が作用するときの等分布荷重を計算図表により求め、その比(曲げ/せん断)が5以上になるように設定した。この際、一方向断面の曲げ耐力は断面分割法により、せん断耐力はコンクリート標準示方書に基づいて計算した。

(2) 降伏線理論による方法⁴⁾

鉄筋コンクリート床板の運動機構を降伏線と剛体変位増分場のみによってつくり、この機構とつり合う荷重の大きさを求める方法が降伏線理論である⁴⁾。この方法では、板周囲の健全な部分の拘束の影響や、面内力の効果などは考慮されていないが、板の耐力を簡易に、かつ比

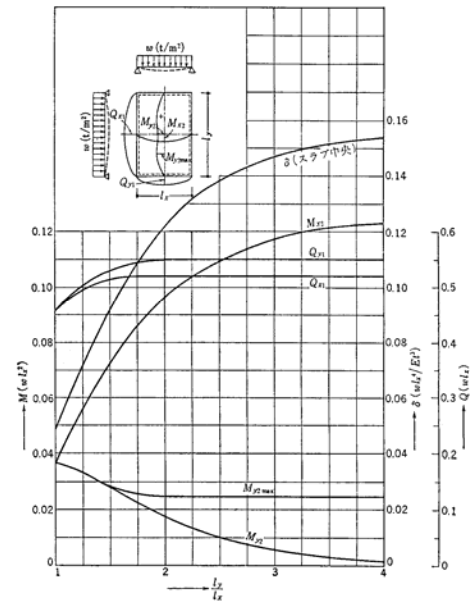


図-2 4辺単純支持の応力と中央点のたわみ²⁾

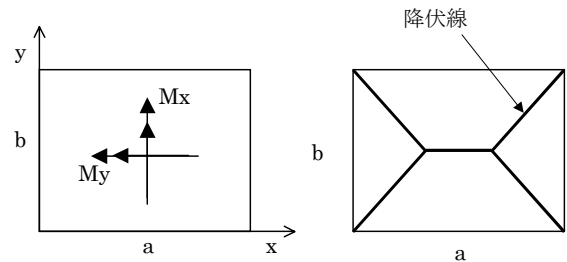


図-3 長方形板の降伏線

較的精度良く求めることができる。

長方形板の場合、降伏線は図-3のようになり、式(1)によって崩壊荷重の値が求められる。

$$P = \frac{24M_x}{a^2} \cdot \frac{1}{\eta^2} \quad (1)$$

ここに、

$$\eta = \frac{1}{\Lambda} (\sqrt{\beta^2 + 3\Lambda} - \beta), \beta = \frac{b}{a}, \Lambda = \frac{M_x}{M_y}$$

Pは崩壊荷重、 M_x 、 M_y は単位幅あたりの塑性モーメントである。ここでの計算では、降伏線理論が簡易な計算法であることを考慮して、 M_x 、 M_y は式(2)で計算した。

$$M = A_s \cdot f_y \cdot \frac{7}{8} \cdot d \quad (2)$$

ここに、 A_s は単位幅あたりの引張鉄筋の断面積、 f_y は鉄筋の降伏強度、 d は鉄筋の有効高さである。

(3) MacGregor^{5),6)}らの方法

面内力と面外力を同時に受ける平板の荷重とたわみの関係を比較的簡易な方法で計算できることをMacGregor

らは示している。この方法は、まず、平板断面の x 方向、y 方向それぞれのモーメント・軸力と曲率（M-N- ϕ ）の関係を別途計算する。得られた関係から、面内力によって生じる x,y 方向の初期曲率 ϕ_{xi0} , ϕ_{yi0} をそれぞれ求めたあと、逐次曲率を増加させて行き、それぞれの曲率に一致する M_x および M_y から、式 (3) によって荷重を計算する。 ϕ_x と ϕ_y の関係およびたわみは式 (4) で求められる。

$$q = \frac{8}{b^2} \left[M_x - \frac{N_x b^2 (\phi_x + \phi_{xi})}{\pi^2} - N_x e_x \right] + \frac{8}{a^2} \left[M_y - \frac{N_y a^2 (\phi_y + \phi_{yi})}{\pi^2} - N_y e_y \right] + \frac{8\sqrt{M_x M_y}}{ab} \quad (3)$$

$$\phi_x = \frac{a^2}{b^2} \cdot \phi_y, \phi_x = \frac{\pi^2}{b^2} \cdot \delta, \phi_y = \frac{\pi^2}{a^2} \cdot \delta \quad (4)$$

ここに、q は載荷荷重、N は面内力、e は面内力の偏心量、 δ は平板中央のたわみ、である。

ここで行った実験のように、面内力を考慮しない場合は式 (3) は式 (5) のようになる。

$$q = \frac{8}{b^2} M_x + \frac{8}{a^2} M_y + \frac{8\sqrt{M_x M_y}}{ab} \quad (5)$$

ここでは、M- ϕ 関係を断面分割法によって求めることとした。このとき、鉄筋とコンクリートの応力-ひずみ関係はコンクリート標準示方書に示されているものを用いた。また、コンクリートの引張軟化特性は考慮していない。

(4) 非線形 FEM による方法

現時点では、RC 板を直接離散化した FEM による手法が最も精度よく耐荷挙動を表現できるものと考えられる。ここでは、平面要素を用いた前川ら⁶⁾の方法を参考に、供試体の解析を行った。使用したソフトは DIANA で、コンクリートの構成則は前川モデル⁷⁾を用いた。解析モデルを図-4に示す。対称性を考慮し試験体の 1/4 をモデル化した。鉄筋はコンクリートとの完全付着を仮定している。コンクリートの引張軟化特性を表す係数およびせん断剛性低下率は、実験結果と合うように調整した値、 $c=1.5^8)$, $\beta=0.4^8)$ とし、後で述べる 2 つの試験体で同じ値を用いた。なお、本解析結果はせん断剛性低下率の影響を比較的大きく受けることが事前に行ったパラメータ解析から分かった。

3. 実験の概要

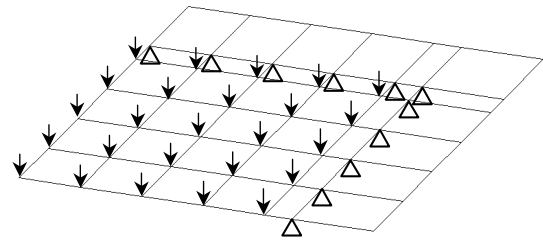


図-4 FEM モデル

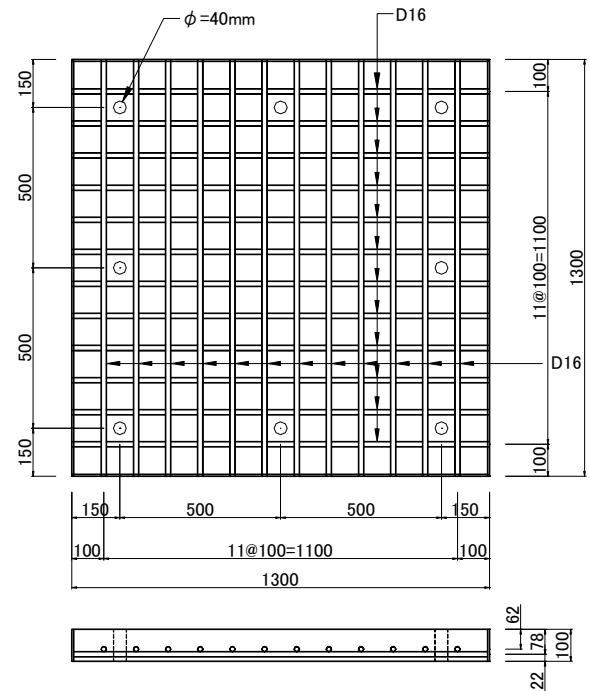


図-5 試験体の形状寸法

図-5に試験体の形状寸法を示す。試験体の板厚は 100mm で、曲げ/せん断耐力比が大きくなるよう鉄筋は D16 を 100mm ピッチで配置した。試験体は同じものを 2 体製作し、一体はエアジャッキによる載荷 (S1-Air)、もう一体は鉄板を介して油圧ジャッキで載荷した (S1-Oil)。図-6に各載荷方法を示す。エアジャッキは SPX 社製で大きさは 950 × 950mm (接触面大きさ 930 × 930mm) である。空気無注入時は厚さ 25mm の平板状であり、実験室の床と試験体の間にエアジャッキを挿入して載荷した。

試験体は、8 箇所に通した PC 鋼棒によって床と接続し、丸棒を配した H 形鋼にて支持されるようにした。試験体に設けた貫通孔は、PC 鋼棒の径に対して十分余裕を持たせており、試験体の変形がその位置で拘束されることがないように配慮した。

エアジャッキは圧力に制限 (0.8MPa) があるため、油圧ジャッキによって等分布荷重を模擬した載荷も行った。

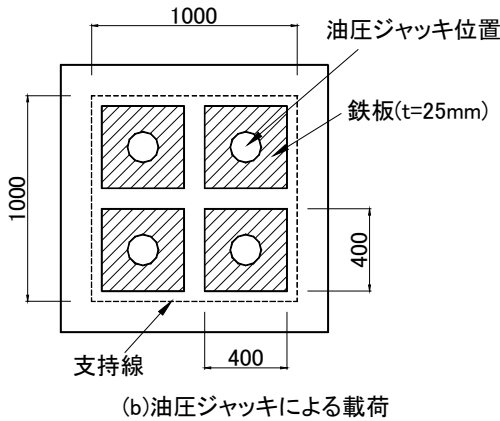
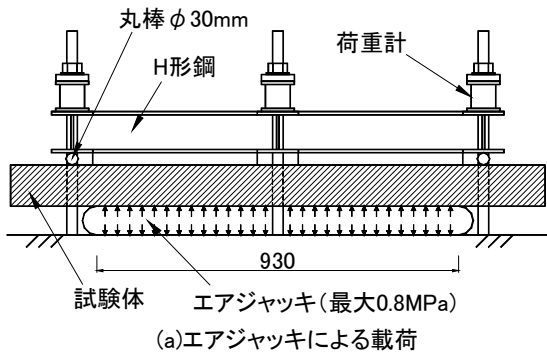


図-6 試験体の形状寸法

た。油圧ジャッキは計4台を図-6(b)に示す位置に、鉄板を介して配置した。鉄板の大きさは400×400mm、厚さ25mmで、比較的大きいため載荷時に鉄板の拘束や、鉄板自体の剛性が影響することが考えられたが、油圧ジャッキ頭部の押抜きせん断破壊を避けるためこの大きさとした。

コンクリートの材料特性値を表-1に示す。普通セメントを使用し、粗骨材の最大寸法は15mmとした。鉄筋の降伏強度および弾性係数はそれぞれ375N/mm²、190kN/mm²である。試験時は、載荷荷重を荷重計(図-6)で、鉄筋ひずみをひずみゲージで計測した。

表-1 コンクリートの材料特性値

試験体名	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²
S1-Air	27.4	2.83	25500
S1-Oil	29.8	2.71	27500

4. 実験結果と考察

(1) 耐力とびびり割れ性状

図-7、図-8に圧力と中央点変位の関係を示す。図には、各手法による計算値を併記した。また、図-9に引張側面のひび割れの状況を示す。

図-7に示すS1-Air試験体は、0.1MPa付近でひび割れ

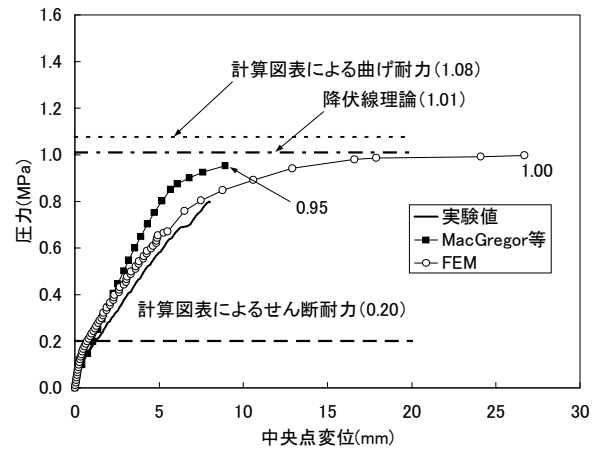


図-7 圧力-中央点変位関係 (S1-Air)

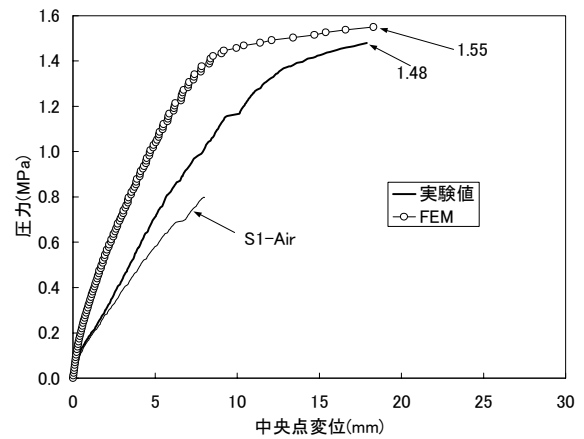


図-8 圧力-中央点変位関係 (S1-Oil)

が発生し始め圧力-変位の勾配が若干小さくなった後、その勾配を維持したまま0.8MPaに達した。0.5MPa程度からは新たなひび割れの発生が少なくなり、変位の増加とともにひび割れ幅と長さが進展する定常状態となった。ひび割れは、鉄筋位置に沿ったものが板中央付近から発生し始め、その後中央から四隅に向かって放射状に伸びるものが見られるようになった。

計算図表によるせん断耐力は0.2MPaであるが、最もせん断力が大きくなる辺の中央部においても、ひび割れの発生は見られず、健全な状態であった。FEM解析の結果は、ひび割れ後の剛性が実験とよく一致しており、耐力は1.0MPaとなった。これに対し、MacGregor等の方法では、剛性を硬めに評価する傾向があるが、耐力は0.95MPaとFEMの結果とほぼ一致した。簡易な手法である降伏線理論の値も1.0MPaで両者の結果とほぼ一致したが、計算図表による曲げ耐力はこれらの計算値よりも若干大きな値となっている。

図-8に示すS1-Oil試験体も0.1MPa付近からひび割れが生じ始め、若干剛性が低下するが、S1-Air試験体よりも大きな剛性を保持したまま1.1MPaで鉄筋が降伏ひず

みに達した。その後、鉄筋の降伏領域が徐々に広がりながら耐力はさらに上昇し、1.3MPa 付近からコンクリートの圧縮破壊が進行し、圧力の増加に対して変形量が大きくなった。最後は荷重用の鉄板が押し抜ける形で破壊した（写真-1）。

図-9に示すひび割れ状況をもとに、0.2MPa 時のひび割れを S1-Air 試験体と比較すると、鉄筋に沿ったひび割れが多く発生している。これは、油圧ジャッキの当たる位置や、荷重板が正方形であることなどが関係しているものと思われる。圧力が大きくなると鉄筋に沿ったひび割れがさらに増加し、放射状に進展するひび割れは支点近くのみで発生するようになっていく。これも荷重板の影響が大きいと考えられる。

S1-Oil 試験体の FEM 解析の結果は、実験値よりも剛性を高めに評価している。これは、FEM では、荷重鉄板とコンクリートを一体と仮定しており、実験では生じていると思われる鉄板とコンクリートのずれを考慮していないためと考えられる。FEM では、1.4MPa 程度で鉄筋が降伏ひずみに達し、それ以降剛性が大きく低下した。最終的な耐力は実験値とほぼ一致した。なお、S1-Oil 試験体の FEM 解析においては、荷重鉄板についてもモデル化している。

以上から、エアジャッキによる荷重では最終的な破壊荷重については確認できなかったが、計算図表によるせん断耐力は大きく上回っていることから、計算図表による耐力算定結果は過大な安全率を有することが分かった。また、終局耐力の計算値は、FEM、降伏線理論、MacGregor 等の方法には、大きな差異は認められなかったが、計算図表による方法は、耐力を若干大きめに評価することが分かった。

(2) 鉄筋ひずみと変形

図-10に S1-Air 試験体の鉄筋のひずみ分布を FEM の結果とともに示す。

圧力が 0.5MPa 程度までは、FEM 結果は実験値と比較的によく一致している。しかし、それ以降圧力が増加すると、実験値は板中央から支点に至るまで比較的フラットに鉄筋のひずみが増加するのに対し、FEM 値は RC 板の中央付近でひずみが急増し、支点に向かって大きな勾配でひずみが低下する傾向にある。FEM 値は実験値よりも早く鉄筋ひずみが降伏ひずみを超えていることがわかる。これは、FEM では支点をピンスライドで仮定しているのに対し、今回の実験ではスライド機構がないことから、面内の拘束力が比較的大きくなってフラットなひずみ分布となったものと考えられる。

図-11は、S1-Air 試験体の面外方向たわみの分布を

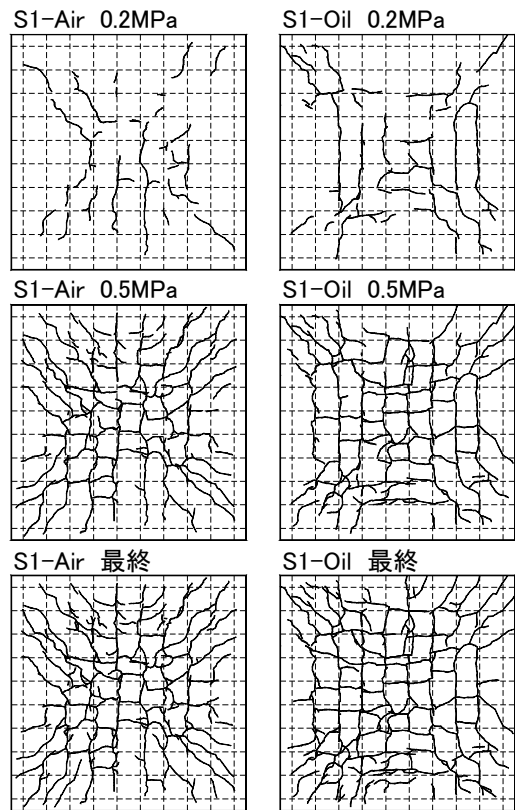


図-9 ひび割れの状況

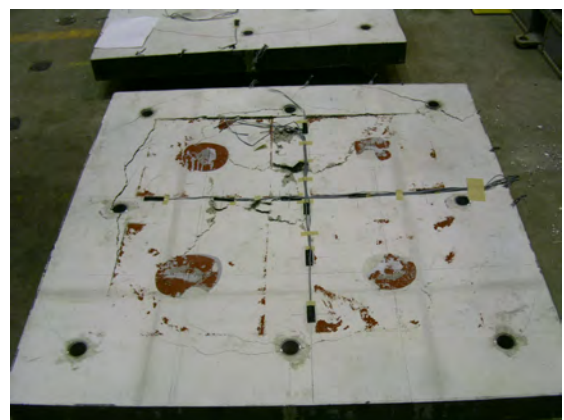


写真-1 破壊後の荷重面の状況 (S1-Oil)

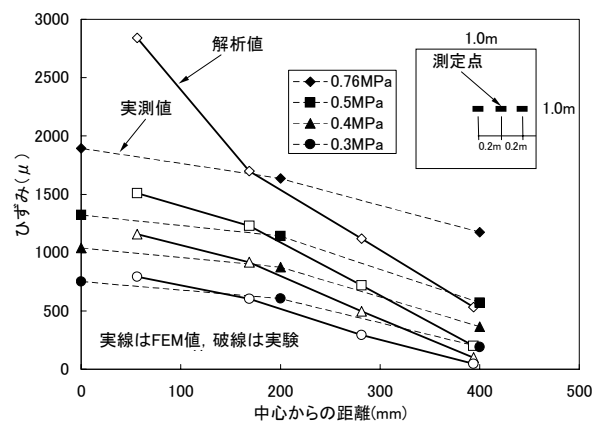


図-10 鉄筋ひずみの分布 (S1-Air)

FEM 結果とともに示したものである。同じ圧力で比較すると、全体的に実験値のほうが大きくなっているが、分布の傾向は FEM と比較的良く一致している。

以上、図-10、図-11 から、平面要素を用いた FEM 解析によってある程度の精度で RC 板の挙動を解析できることが分かった。しかしながら、平板構造の解析の場合、境界条件の設定やせん断剛性低下率などのパラメータの設定で結果が大きく変わる可能性があるため、注意が必要である。

5. まとめ

正方形 RC 板の等分布載荷試験および各種方法による耐力の評価を行った結果、以下の点が明らかとなった。

- ①計算図表によるせん断応力度からせん断耐力を計算する方法は、せん断力を過小評価する可能性がある。
- ②耐力の計算値は、降伏線理論、MacGregor 等による方法、FEM 解析でほぼ同じ値となった。計算図表による方法は、若干耐力を大きく評価することが分かった。
- ③ FEM 解析によってある程度の精度で RC 板の挙動を解析できることが分かった。しかしながら、境界条件の設定やせん断剛性低下率などのパラメータの設定で結果が大きく変わる可能性があるため、使用に当たっては留意する必要がある。

現在、エアジャッキで破壊まで載荷できるように、板の耐力を小さく設計した試験体の載荷試験を計画している。その試験では x 方向と y 方向の鉄筋比を変えた場合で破壊モードがどのように変化するか確認する予定である。今後、FEM 解析の精度を向上させるとともに、特に、板がせん断破壊する場合について検討して行きたい。

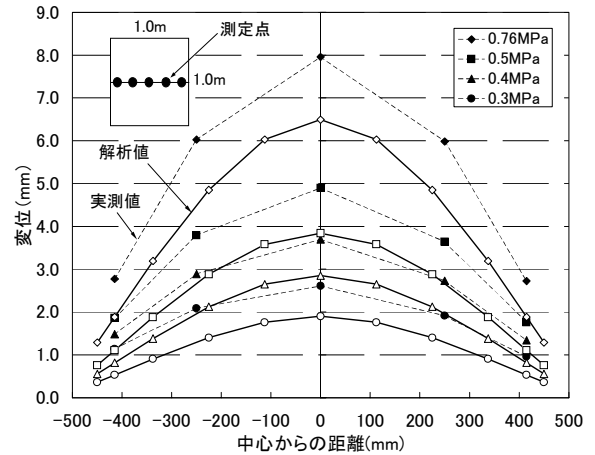


図-11 たわみの分布 (S1-Air)

参考文献

- 1) 小柳 治：鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断とその設計上の取扱い、コンクリート工学、Vol.9,No.8,pp.3-13, 1981.8
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、1979
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書【構造性能照査編】、2002.3
- 4) 土木学会：構造力学公式集、1986.6
- 5) A. O. Aghayere, J. G. MacGregor : Test of Reinforced Concrete Plates under Combined In-Plane and Transverse Loads, ACI Structural Journal, pp.615-622,1990
- 6) A. O. Aghayere, J. G. MacGregor : Analysis of Concrete Plates under Combined In-Plane and Transverse Loads , ACI Structural Journal, pp.539-547,1990
- 7) Paulus Irawan, Koichi Maekawa : Path-Dependent Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Shells , J. Materials, Concrete. Struct, Pavements, JSCE, No.557/V-34, pp.121-134, 1997.February
- 8) Okamura, H. and Maekawa, K. : Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete , Gihodo-Shuppan, Tokyo, 1990

高強度コンクリートの品質向上に関する研究

－ 仕上げと養生における塗布材料の効果 －

Study on Quality Improvement of High Strength Concrete Members - Effect of Coating Compound on Finishing and Curing -

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI
斯波 明宏 AKIHIRO SHIBA
樋口 正典 MASANORI HIGUCHI
藤田 学 MANABU FUJITA

プレストレストコンクリート橋に用いる高強度コンクリートを対象とし、打上り面の仕上げおよび養生に使用する塗布材料の効果について検討を行った。実験の結果、養生剤の塗布により標準水中養生あるいは湿潤養生と同等の圧縮強度が得られること、収縮の低減には一般の養生剤よりも塗布型の収縮低減剤を使用したほうが効果的であること、仕上げ時に塗布したパラフィン系材料のコンクリート中への混入は強度低下などの品質低下を招くことなどが明らかになった。

キーワード：高強度コンクリート、仕上げ、養生、圧縮強度、乾燥収縮

The experimental study was carried out to investigate the effect of the coating compounds upon the finishing and the curing of high strength concrete members applied to the prestressed concrete bridge.

From the results, it was shown that the coating compounds were able to prevent the decline of compressive strength and to reduce the drying shrinkage, and the mixing paraffinic compounds into the placed concrete at finishing event induced the deterioration of the concrete quality.

Key Words: High Strength Concrete, Finishing, Curing, Compressive Strength, Drying Shrinkage

1. はじめに

プレストレストコンクリート橋（以下、PC橋）に使用される高強度コンクリートは、早強ポルトランドセメントの使用により、普通強度域のコンクリートあるいは普通ポルトランドセメントを使用したコンクリートに比べてブリーディングが大幅に少ない。また、高強度コンクリートが使用される他の構造物（建築物、地下連続壁等）に比べ、打込み開始直後から供用後に至るまで、通風や日射等により乾燥しやすい環境下に置かれる。とりわけ、施工時のひび割れ等の初期欠陥を抑制するためには、施工計画段階および施工作業段階において高強度コンクリートの打上り面の仕上げや養生などに対するさまざまな検討とその対策が重要となる。

しかし、一般に仕上げに関する記載はブリーディングが多い普通強度域のコンクリートが中心であり、養生に関しても散水や湿潤養生等が可能な構造物・立地条件で

その制限を受けない場合を想定したものである¹⁾。最近では、表面仕上げを補助する材料（以下、仕上げ補助剤という）や養生剤の使用も広まりつつあるが、それらの品質規格・指針類は定まっておらず、施工者の知識や事前確認が不十分な場合には、それらの使用が新たな不具合を生じる可能性もある。

筆者ら²⁾は、これまでにPC橋に使用する高強度コンクリートの表面仕上げには仕上げ補助剤が必要となることが多いが、水の蒸発量がブリーディング量に比べて大きい場合には、仕上げ補助剤の使用により、かえって仕上り面にひび割れを発生する場合もあり、ブリーディングおよび蒸発量に応じた適切な仕上げ方法が存在することを明らかにした。また、仕上り面と表面被覆材の付着強度に関してもブリーディング量、乾燥条件、仕上げ方法等の影響を受け、パラフィン系材料を硬化コンクリートおよびブリーディングを生じないフレッシュコンクリートに塗布した場合には、塗布しない場合の付着強度の

1/2 以下となることも把握した。

本論文では、それらの知見をもとに、PC 橋に使用する高強度コンクリートの表面仕上げとその後の養生で塗布する材料に着目し、コンクリートの圧縮強度および収縮への改善効果、表面被覆材との付着強度の影響、仕上げ補助剤の混入の影響に対する実験的検討を行った。

2. 実験に使用したコンクリートおよび塗布材料の特徴

(1) コンクリート

実験に供したコンクリートの使用材料および配合を、表-1、表-2に示す。セメントは早強ポルトランドセメントを使用し、設計基準強度40N/mm²の高強度コンクリートを想定した配合H40のコンクリートを使用した。配合H40U, H40D は、収縮ひずみおよび収縮ひび割れの比較に用いたもので、配合H40に対して水セメント比および単位粗骨材量を一定とし、単位水量のみを変化させている。練上りのコンクリートのスランプは8～12cm、空気量は4.5 ± 0.5%、コンクリート温度は20 ± 1℃の範囲に調整した。ただし、配合H40Dについては、高性能AE減水剤の使用量の増加により過剰に単位水量を減じたことから、フレッシュ性状が安定せず、片崩れによりスランプ16cm程度になるバッチも見られた。

(2) 塗布材料の種類と塗布方法

使用した塗布材料を、表-3に示す。パラフィン系材料(MC, PC)は、仕上げ補助剤および養生剤の双方の用途で使用されている。ASは塗布型の収縮低減剤で一般にはいずれの用途でも使用されていないが、本研究では一般品との比較として使用した。使用量はメーカーの推奨値とし、霧吹きを用いてコンクリート表面に塗布した。塗布量は噴霧前後の質量変化で確認した。表-4に示す仕上げ方法は実験結果²⁾をもとにブリーディング量と凝結時間を考慮したものである。養生剤は仕上げ補助剤を使用しないで3回目の仕上げを行った面に対し、以下の各実験でそれぞれ決定した時間に噴霧した。

3. コンクリートの圧縮強度に対する塗布材料の効果

(1) 実験方法

養生の基本は、打ち終わったコンクリートを湿潤に保ち、十分に強度が発現できる状態を得ることであり、圧縮強度は養生の良否を判断する指標の一つとなり得る。そこで、円柱供試体(φ100×200mm)を用いて、コン

表-1 コンクリートの使用材料

材料	種類	産地, 物性, 成分	密度	記号
水	水道水		1.00	W
セメント	早強ポルトランドセメント	比表面積4610cm ² /g	3.13	C
細骨材	川砂	鬼怒川産, 吸水率1.66%, F.M2.71	2.58	S1
	砕砂	葛生産(硬質砂岩), 吸水率0.9%, F.M2.96	2.64	S2
粗骨材	砕石2005	葛生産(硬質砂岩), 粒径判定実積率59.7%, F.M6.66	2.65	G
化学混和剤	高性能AE減水剤	ポリカルボン酸エーテル系と分子内架橋ポリマーの複合体(消泡タイプ)		SP
	AE減水剤	リグニンスルホン酸化合物ポリオール複合体		WA
	AE剤	変性アルキルカルボン酸化合物系陰イオン界面活性剤		AE

(密度:単位はg/cm³, 骨材の値は表乾密度である)

表-2 コンクリートの配合

記号	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (上段:kg/m ³ , 下段:L/m ³)				混和剤		スランプの測定値(cm)
			W	C	S	G	種類	量(Cx%)	
H40	40		170	425	701	1020	SP	0.70	10.5
		40.7	170	136	265	385			
H40U	40		185	463	630	1020	WA	0.30	8.0
		38.1	185	148	238	385			
H40D	40		150	375	796	1020	SP	1.50	10~16*
		43.8	150	120	301	385			

*) 砂利っぽく、片崩れを示して安定せず。

表-3 塗布材料の特徴

記号	成分	密度(g/cm ³)	塗布量	
			標準使用量	採用値
MC	水溶性パラフィンワックス	0.95~1.00	70~300	150
			<150>ml/m ²	ml/m ²
PC	水溶性パラフィンワックス	0.97	80~	100
			170g/m ²	ml/m ²
NC	塩基性シリカ化合物(浸透型養生剤)	1.38~1.45	100ml/m ² (3倍希釈)	
KM	SBRラテックス系ポリマーディスパーション	0.995~1.05	70~	80
			90g/m ²	g/m ²
AS	低級アルコールのアルキレンオキシド付加物(含浸系収縮低減剤)	0.975~0.995	100~	200
			300ml/m ²	ml/m ²

< > : 古いメーカー資料の値

表-4 仕上げ方法

仕上げ工程	仕上げ補助剤	1回目	2回目	3回目	存置		
		☐	☐	☐			
	あり	木コテ均し	金コテ均し	噴霧→金コテ均し			
	なし			金コテ均し			
注水からの経過時間(h)	配合	1回目	BL1	2回目	BL2	3回目	凝結時間
	H40	0.25	2.3	2.5	4.5	5.0	6.5 7.8
	H40U	(打込み終了の直後)	3.8	4.0	6.8	7.0	8.3 9.8
	H40D		3.0	3.0	5.8	6.0	8.3 9.9

BL1: ブリーディング量の1/2に相当する時間

BL2: ブリーディング試験で最終の浮き水が確認された時間

クリートの仕上面に各材料を塗布し、他面は封緘状態とした供試体の圧縮強度（材齢28日）を調べた。仕上げ補助剤にはMC，KMおよびASを、養生剤にはMC，ASおよびNCを使用した。養生剤は凝結の終結を確認した後に噴霧した。

塗布後の供試体は気中養生（温度20℃，湿度60%の恒温恒湿室内での存置）とした。比較として、塗布を行っていない仕上面のみが乾燥状態となる供試体（1面気中養生）のほか、標準水中養生，3日間の湿潤養生（以降は気中養生）および封緘養生を行った場合の圧縮強度も確認した。いずれの養生も20℃の環境下である。湿潤養生とは濡れた養生マットを敷布した状態（湿度はほぼ100%を確保）である。

（2）実験結果

実験結果を、図-1に示す。図中の圧縮強度比とは、各養生・塗布材料を施した場合の圧縮強度を標準水中養生の値（63N/mm²）で除したものである。配合H40は3日間の湿潤養生を行うことで、これまでの筆者らの研究結果³⁾と同様に、標準水中養生および封緘養生と同等の圧縮強度が確保できる。しかし、仕上げ補助剤を使用した供試体の圧縮強度比は0.9前後で、1面気中養生との差異が認められず、仕上げ補助剤ではコンクリートの強度低下を抑制する効果はほとんどないと判断される。

一方、養生剤に関しては、NCの圧縮強度比が他に比べてやや小さいものの、標準水中養生等と同等の圧縮強度が得られている。すなわち、コンクリートの強度から判断すれば、コンクリート構造物の仕上面に対する養生剤の塗布は、湿潤養生もしくは標準水中養生と同等の効果が期待できると見なすことができる。

4. コンクリートの乾燥収縮に対する塗布材料の効果

（1）実験方法

塗布材料の使用によるコンクリートの乾燥収縮の低減効果を把握するため、無拘束状態の（自由）収縮ひずみと鉄筋拘束による収縮ひび割れの発生日数を測定した。前者は、角柱供試体（寸法：100mm×100mm×400mm）を使用し、供試体の中心に埋込み型ひずみ計を設置してひずみの測定を行った。後者は、JCI-SAS2⁴⁾を参考として、100mm×100mm×1500mmの供試体の中心部に鉄筋D32（長さ方向の中央300mm範囲のリブおよび節を除去している）を設置したもので、型枠の内側はシートで縁切りを行った。

仕上げ補助剤の評価では仕上げを行った後、仕上げ面

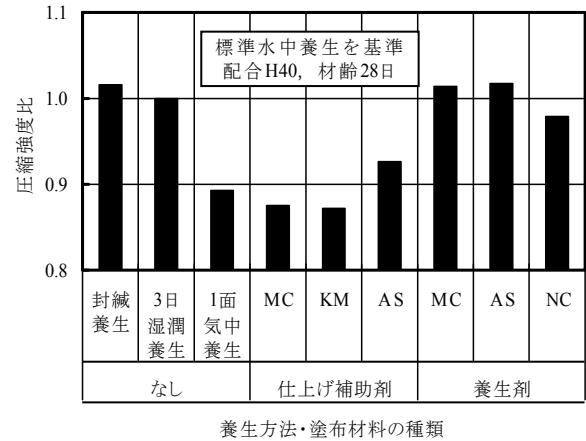


図-1 養生方法，塗布材料の種類と圧縮強度比の関係

のみを乾燥状態とし、他面はすべて封緘状態とした。このような一面乾燥状態での評価はこれまで行われていないことから、配合はH40のみとし、仕上げ補助剤についても鉄筋拘束試験体にはMC，KMおよびASを使用した。収縮ひずみ測定用供試体には後述の養生剤の試験において効果が顕著であったASのみとした。

一方、養生剤の評価では、打込み開始から材齢1日まで封緘養生した供試体の全面に養生剤を塗布した後、乾燥を開始することとし、単位水量が異なる3配合の結果と配合H40に対して養生剤MC，PC，ASおよびNCを塗布した結果を比較した。

（2）実験結果

まず、詳細な検討を行った養生剤の収縮ひずみおよび収縮ひび割れ発生日数の結果を、それぞれ図-2，図-3に示す。図-2の収縮ひずみの原点は乾燥を開始した材齢1日とした。材齢300日の収縮ひずみは、配合H40Dのほうが配合H40よりも 100×10^{-6} 程度小さく、ひび割れ発生日数についても約56日遅延し、単位水量の減少による収縮低減の効果が認められる。しかし、配合H40と配合H40Uの収縮ひずみはほぼ同値で、ひび割れ発生日数は単位水量が少ない配合H40の方が約21日早くなる結果になった。コンクリート標準示方書⁵⁾による乾燥収縮ひずみの計算値でも、比較した単位水量の範囲では乾燥収縮ひずみの差は材齢300日で数 10×10^{-6} 程度であり、配合や試験の条件によっては単位水量の低減による効果が明確でない場合も生じるようである。

一方、養生剤を塗布した場合には、いずれも収縮ひずみの低減効果が見られ、NC以外の養生剤を塗布した場合には塗布しない場合よりもひび割れ発生が遅延している。収縮ひずみおよびひび割れ発生日数は、塗布型収縮

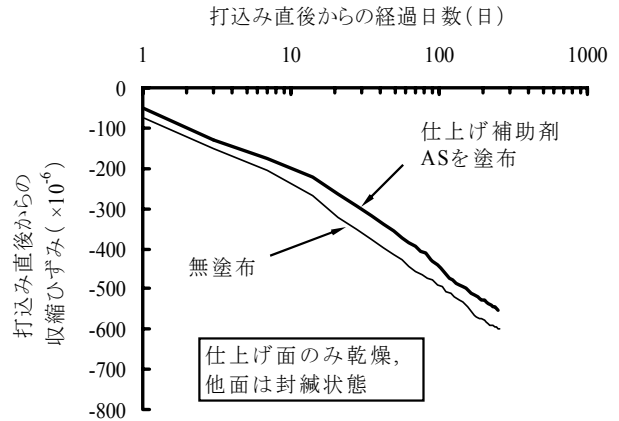
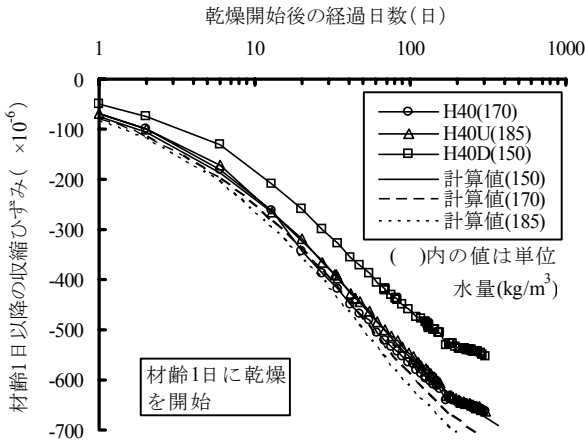


図-4 仕上げ補助剤 AS の使用が収縮ひずみに及ぼす影響

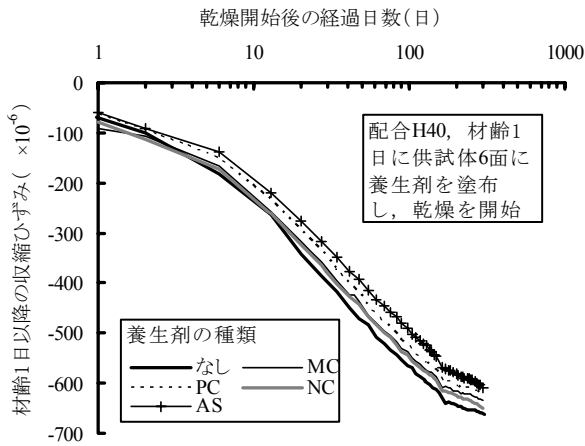


図-2 養生剤の種類および配合の違いが収縮ひずみに及ぼす影響

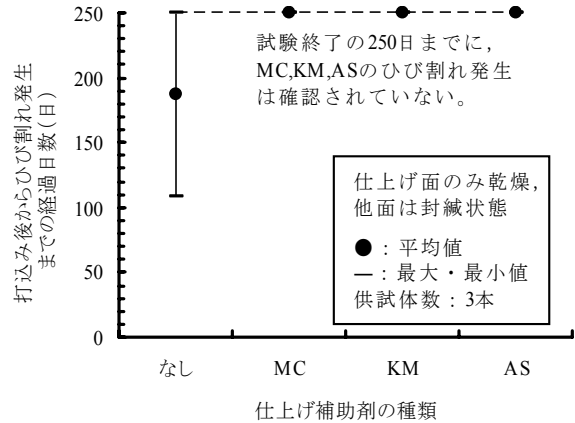


図-5 仕上げ補助剤の使用および種類が収縮ひび割れ発生日数に及ぼす影響

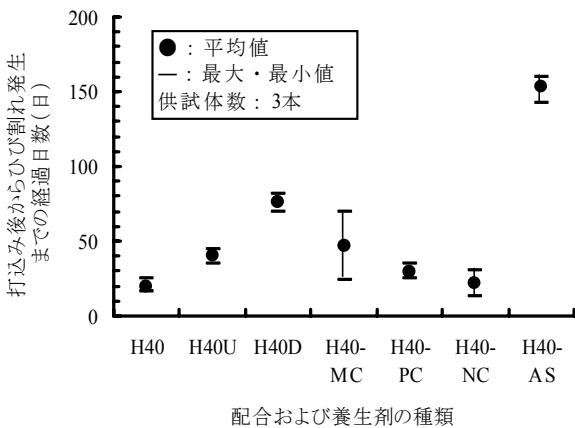


図-3 鉄筋拘束試験体を用いた収縮ひび割れ発生までの経過日数

低減剤 AS を使用した場合の効果が顕著であり、ひび割れ発生日数は単位水量を 150kg/m^3 とした H40D よりも 2 倍程度遅延している。

養生剤としての使用で効果があった AS を仕上げ補助剤として使用した場合の収縮ひずみを、図-4に示す。養

生剤として使用した際の効果よりも小さいが、仕上げ時に使用しても AS の収縮低減効果が確認された。図-1に示した圧縮強度に関しても、他の仕上げ補助剤よりは若干効果が見られ、仕上げ補助剤および養生剤の双方の用途としての利用が今後期待できる。ひび割れ発生日数に関しても、図-5に示すとおり、仕上げ補助剤を使用せずに乾燥状態に置いた場合に比べれば、仕上げ補助剤の使用によりひび割れ発生日数が遅延している。

コンクリートの収縮低減に対して単位水量をできるだけ少なくすることが基本である。しかし、コンクリートの施工性能（ワーカビリティ、ポンパビリティ等）も重要な要素で、実務上、これを満足するための単位水量の低減には限界がある。そのため、本論文で検討した塗布材料の使用等の施工作業段階における対策も含めて総合的に検討し、適切な方法を講じることが重要であると考えられる。

5. 塗布材料がコンクリートの仕上り面と表面被覆材の付着強度に及ぼす影響

(1) 実験方法

塗布材料の使用がコンクリートの仕上り面と表面被覆材の付着強度に及ぼす影響を調べた。表面被覆材は、一般にプライマーを塗布した後、上塗り材（積層タイプの中塗り材を含む）を塗布するもので、仕上り面による付着強度の違いは、最初に塗布されるプライマーの品質や仕上り面との相性等に影響される。

実験方法は過去の実験²⁾と同一で、配合 H40 で製造したコンクリートブロック（寸法：350mm×350mm×250mm，上面以外は封緘状態）に対して仕上げ補助剤または養生剤（材齢 1 日）を噴霧した面を約 3 ヶ月間存置した。その後、プライマーを塗布して付着強度試験（建研式）を行った。使用したプライマーは 2 種類で、エポキシ系とアクリル系である。前者は、ローラで約 0.2kg/m² を塗布し、硬化後にエポキシ系パテ材を厚塗りして試験治具に張り付けた。后者は、モルタル等の下地処理に使用されるもので、まず水で 3 倍に希釈し、これをローラで 0.18kg/m² 塗布した。塗布した翌日には塗布面に木枠（寸法：40mm×40mm×10mm）を設け、その内側にモルタルを塗り込んだ。使用したモルタルは水セメント比を 45%、砂セメント比を 2.5 としたもので、早強ポルトランドセメントおよび収縮低減剤（使用量：C×2wt%）を使用した。モルタルは材齢 14 日まで湿潤状態を保ち、材齢 21 日に付着強度試験を実施した。付着強度試験は、仕上げが均一な状態であると判断された供試体中央のみを対象とした。試験器の寸法の影響もあり、1 条件当たり 4 箇所の付着強度の結果をもとに評価を行った。

(2) 実験結果

図-6に示すとおり、プライマーの種類にかかわらず、パラフィン系材料である MC または PC を仕上げ補助剤として使用した場合には付着強度への影響はないが、MC を養生剤として使用した場合には付着強度の低下を生じた。仕上げ補助剤 KM の付着強度は、エポキシ系プライマーでは低下し、アクリル系プライマーでは増加しており、仕上げ補助剤 KM にはプライマーとの相性がある。さらに、含浸系収縮低減剤 AS はいずれのプライマーでも低下、浸透系養生剤 NC は反対に増加の傾向が見られる。これまでの研究²⁾では、コンクリートのブリーディング量、乾燥環境および仕上げの回数・時期等の方法、パラフィン系材料 MC の塗布の影響に関する詳細な検討によりその影響を明らかにしてきたが、今回の実験結果が示すとおり、塗布材料の種類が異なる場合にはそ

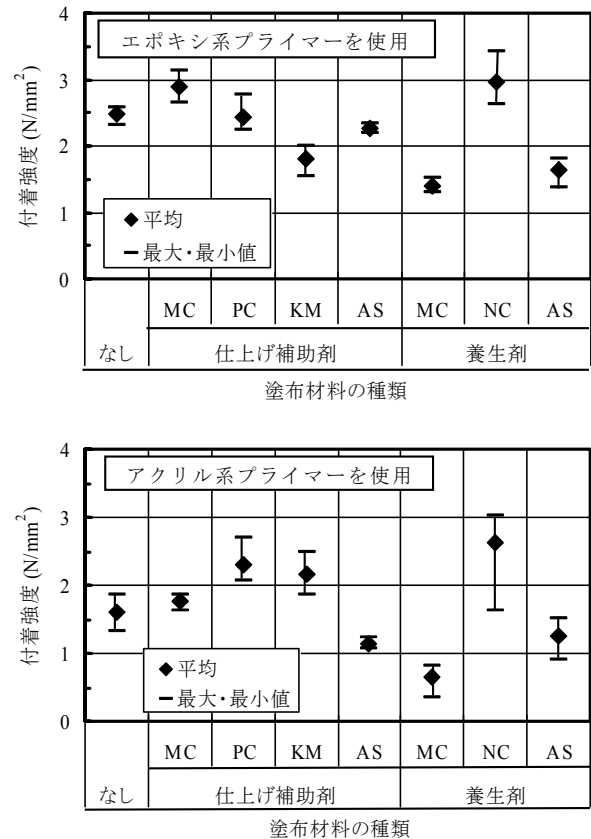


図-6 塗布材料の種類と付着強度の関係

の影響度が異なるため、それぞれの条件に応じた影響度を事前に確認する必要がある。

6. 仕上げ補助剤 MC の混入がコンクリート表層のモルタルの品質に及ぼす影響

(1) 実験方法

まだ固まらないコンクリートに噴霧する仕上げ補助剤は、打上り面の凹凸状態、噴霧方法、仕上げ方法等によっては、コンクリート表面近くのモルタル部分に混入する可能性がある。しかし、その影響は全く明らかにされず、多くの工事で仕上げ補助剤を使用しているのが現状である。本章では、仕上げ補助剤 MC に限定し、その混入比率を 0～10% の範囲と仮定して、混入したモルタルの品質変化を確認した。仕上げ補助剤と同量の水をモルタルに混入した場合の影響も調べた。

モルタルの配合は、配合 H40 から粗骨材の容積を除いた比率とし、材料分離を生じる可能性があるため高性能 AE 減水剤の使用量を 0.4% に減じた。これ以降の図表および文章中の表記 MC5 等は、MC が仕上げ補助剤、W が水の混入を意味し、数字は混入比率 (%) を表す。

表-5 仕上げ補助剤 MC または水を混入したモルタルのブリーディング量、凝結時間、空気量および圧縮強度の結果

モルタルの種類	ブリーディング量 (cm ³ /cm ²)	凝結時間 (h)		空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)		強度比
		始発	終結		実測値	補正值	
無添加	0.07	5.77	7.19	6.4	59.2	59.2	1.00
MC5	0.11	7.07	8.54	6.4	49.6	49.6	0.84
MC10	0.13	7.27	8.68	5.3	40.4	38.1	0.64
W5	0.27	6.73	8.20	5.4	50.2	47.7	0.81
W10	0.27	7.10	8.52	3.8	35.2	30.6	0.52

補正值:コンクリートと同様に空気量1%増減に対し、圧縮強度5%の変化があると仮定し、無添加との空気量の差を補正した値

強度比:補正值を使用し、無添加を基準とした圧縮強度の比

仕上げ補助剤の混入がモルタルの品質に及ぼす影響はこれまで明らかにされていないので、さまざまな観点から確認を行った。実施したものは、フレッシュモルタルの空気量、ブリーディング量および凝結時間、硬化モルタルの圧縮強度、収縮ひずみ、塩化物イオンの拡散係数、全細孔量ならびに硬化体の内部組織である。

圧縮強度はφ 50mm × 100mmの円柱供試体を使用し、気中養生の材齢28日の値で評価した。収縮ひずみの測定は、埋込み型ひずみ計を用いた方法 (100mm × 100mm × 400mmの角柱供試体を使用、打込み直後から気中養生) とコンタクトゲージを用いた方法 (40mm × 40mm × 160mmの角柱供試体を使用、材齢1日以降に気中養生) である。塩化物イオンの拡散係数の測定には、収縮ひずみの測定と同一の環境に約1年間置かれた角柱供試体 (寸法: 100mm × 100mm × 400mm) を使用した。この供試体を2分割して切断面 (100mm × 100mm) 以外をエポキシ樹脂により被覆した。塩水漬せき試験 (JSCE G 572 に準ずる) を約0.6年間実施し、切断面から10mm幅で5層の試料を採取して塩化物イオンのみかけの拡散係数を求めた。全細孔量の測定には水銀圧入測定装置、顕微鏡観察には光学顕微鏡 (低倍率) と走査型電子顕微鏡 (高倍率) を用いた。

(2) 実験結果

表-5に示すとおり、ブリーディング量は、MC、水の混入によっていずれも増加する傾向があるが、MCのブリーディング量は水の1/2程度であり、無添加との差も小さいことがわかる。また、いずれの混入も凝結を多少遅延させる傾向があるが、MCの混入はブリーディングおよび凝結への影響は小さいと判断される。一方、圧縮強度 (空気量の変化を考慮) は、いずれの混入によっても添加量に応じて低下している。すなわち、MCの混入は水と同様にコンクリート表面近くに脆弱層を発生する可能性があり、仕上げ補助剤として使用する場合には、

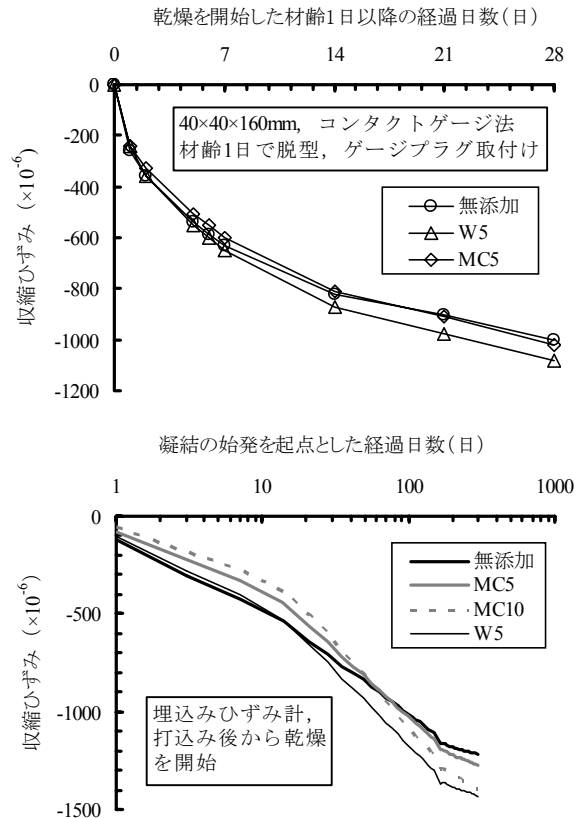


図-7 仕上げ補助剤 MC または水の混入がモルタルの収縮ひずみに及ぼす影響

MCができるだけ混入しないように仕上げ作業を行う必要があると判断される。

次に、図-7に示すとおり、コンタクトゲージを用いた方法で測定した収縮ひずみは、MC5は材齢7日まではW5、それ以降材齢28日までは無混入と同様の変化を示した。一方、埋込みひずみ計を用いた方法による測定では、材齢が約70日まではMCの混入によって収縮が抑制され、その混入比率が大きいほど抑制効果が大きい結果になった。ただし、材齢70日以後には無混入よりも収縮が進行する傾向にある。仕上げ作業時におけるMCの混入は、コンクリートの打上り面近くの薄いモルタル層があるので、短期材齢の現象はコンタクトゲージを用いた方法の結果を参考とし、MCの混入による収縮抑制効果に期待しないほうが良いものと考えられる。

塩化物イオンのみかけの拡散係数は、図-8に示すとおり、MC、水のいずれも混入比率の増加に伴い、無混入よりも大きくなることが明らかである。しかし、混入比率の影響は、水に比べて仕上げ補助剤が小さく、特に混入比率の増加に伴って顕著である。

顕微鏡で観察した結果では、MCの混入が水に比べて内部組織を粗にするような現象は認められなかった。

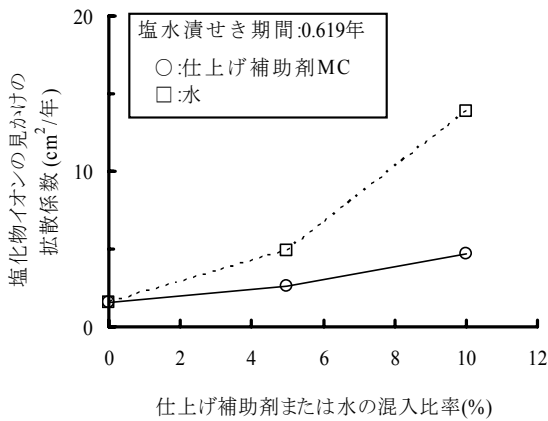


図-8 仕上げ補助剤 MC または水の混入が塩化物イオンの見かけの拡散係数に及ぼす影響

表-6 細孔径の測定結果

項目	無混入	MC5	W5
測定区間の全細孔量 (cm ³ /cm ³)	0.178	0.231	0.223
細孔表面積 (m ² /cm ³)	24.6	23.8	26.7
平均細孔直径 (nm)	29	38.8	33.6

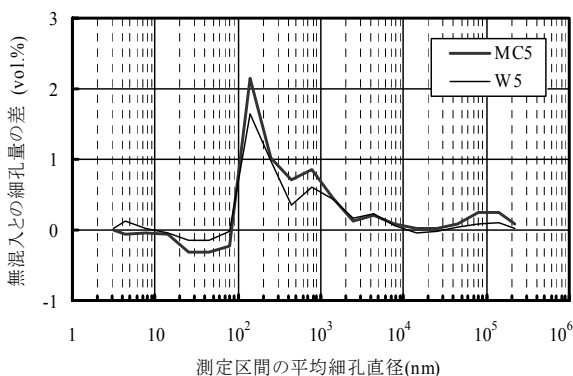


図-9 仕上げ補助剤 MC または水の混入したモルタルの細孔径分布

MC を混入したモルタルの水和物に関しても、C-S-H、エトリングイトおよび Ca(OH)₂ といった通常のセメント水合物のみであることから、MC の存在によりセメントの水和が阻害される可能性は低いと判断された。さらには、表-6、図-9に示すとおり、MC5 の全細孔量および平均細孔直径は W5 よりもやや大きな値であるが、混入物の違いによる顕著な差異は認められない。いずれの混入によっても主として 10² ~ 10⁵nm 範囲の細孔直径の増加に起因する全細孔量の増加が生じており、これが、モルタルの圧縮強度の低下等に影響しているものと考えられる。

以上、MC の混入がモルタルの品質に及ぼす影響は、水の混入に比べて小さいものの、圧縮強度や収縮ひずみ等の結果から判断すれば、MC 中の水溶性溶媒が水と近い働きを持つと推測され、仕上げ時にはなるべく練り込まないような工夫することが望ましい。

7. まとめ

PC 橋を対象とした早強ポルトランドセメントを使用した高強度コンクリートの表面仕上げと養生の方法に関する実験により、以下のことが明らかになった。

- ① 仕上げ終了後に養生剤を塗布することにより、標準水中養生あるいは湿潤養生と同等の圧縮強度が得られる。ただし、養生剤で効果が確認された材料であっても仕上げ補助剤として使用した場合にはその効果はほとんど期待できない。
- ② 養生剤には乾燥収縮を低減させる効果があるが、乾燥収縮の低減を目的とするのであれば、一般の養生剤よりも塗布型の収縮低減剤を養生剤として使用したほうが効果的である。また、仕上げ補助剤の効果は養生剤に比べれば小さいが、塗布しない場合よりも安全側の対処として使用・併用するのも一つの手段である。
- ③ 仕上げ補助剤および養生剤がコンクリートの仕上げ面と表面被覆材との付着強度に及ぼす影響は、塗布する材料の種類と時期、ならびにプライマーの種類によって異なる。
- ④ パラフィン系仕上げ補助剤の混入は、モルタルの圧縮強度の低下等に影響を及ぼすことから、仕上げ作業時に練り込まないようにする必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書，施工編，2002.
- 2) 谷口秀明，樋口正典，藤田学：高強度コンクリートの打上り面の表面仕上げ方法に関する検討，三井住友建設技術研究所報告，No.2，pp47-52，2004.
- 3) 谷口秀明，渡辺博志，田中良樹，藤田学：高炉スラグ微粉末を用いた PC 用コンクリートの特性，コンクリート工学年次論文集，Vo.24，No.1，pp.531-536，2002.
- 4) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの自己収縮応力試験方法（案），JCI-SAS2.
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002.

処理方法により相違する打継性能の比較について

Comparative Study on Treated Construction Joints

玉置 一清 KAZUKIYO TAMAKI

竹之井 勇 ISAMU TAKENOI

佐田 達典 TATSUNORI SADA

本報告は、実際の施工で用いられている打継目の処理方法を再現し、せん断強度試験および曲げ強度試験を行い、処理方法によって相違する打継目の形状と打継性能の関係を比較検討したものである。その結果、打継目のせん断強度は、一体型の20～40%程度と、処理方法によって性能に大きなばらつきがあることがわかった。

キーワード：打継目、せん断強度、曲げ強度

In this paper, the result of the comparative study of the relationships between the performance of the construction joint and the roughness of the joint differed by the treated construction joints is described.

By reproducing the actual method applied at the site, the shear strength tests and the flexural strength tests of construction joints were executed. As a result, it was clarified that the shear strength of the construction joints were around 20-40% of the one without joint, and there was a significant difference in the performance of the construction joint according to the treatment methods.

Key words: Construction Joint, Shear Strength, Flexural Strength

1. はじめに

コンクリート構造物を建設する場合、打継目が設けられることが多い。コンクリート標準示方書および道路橋示方書では、「打継目はせん断力に対して弱点となりやすいので、できるだけせん断力が小さい断面に設けること」と記されている。しかし、PC橋の張出し施工などのように、施工上の制約で、打継の頻度が多くならざるを得ない場合がある。この場合、せん断力に対する打継目の性能照査が必要になるが、現状は施工に対する仕様規定を満足することで設計での照査は省略されていることが多い。

打継目の施工に関する仕様規定について、道路橋示方書では、「打継目は、コンクリート表面のレイタンス、ゆるんだ骨材等を完全に取り除き、十分吸水させて、コンクリートを打継ぐものとする」と記述されている。また、コンクリート標準示方書（施工編）では、鉛直打継目の施工に関して、「既に打ち込まれた硬化したコンクリートの打継面は、ワイヤブラシで表面を削るか、チップング等によりこれを粗にして十分吸水させ、セメントペースト、モルタルあるいは湿潤面用エポキシ樹脂などを塗った後、新しくコンクリートを打ち継がなければならな

い」と記述されている。

一方、現場での打継目処理方法は、コンクリート打込み後に行うチップングや、コンクリート打込み前に遅延剤を塗布し、打込み翌日に未硬化部分を高圧水により取り除く方法など、多様な処理方法が採用されている。この多様化する打継目処理方法に応じて、要求性能を満足しているか性能照査を行うことが望ましいが、現行の仕様規定は打継目の粗さに対して抽象的な表現に止まっており、処理方法の選択および粗さの程度は現場サイドの判断に任されているのが実状である。

打継目の性能照査を実施する場合、コンクリート標準示方書（構造性能照査編）のせん断伝達耐力式を用いることができ、打継目の粗さが影響することが示されている。しかし、コンクリート標準示方書では、粗さを表す係数として、処理ありと処理なしの場合が示されているだけで、多様化している処理方法の差異については触れられていない。

そこで、本報告は、現場においてさまざまな方法で施工される打継目を再現し、二面せん断試験、曲げ試験により、その性能比較を行ったものである。

2. 実験概要

(1) 試験体の製作

本実験で実施した打継面の性能比較試験体寸法を図-1および図-2に示す。二面せん断試験体の打継面の大きさは、幅が300mmで、深さ方向は実物の床版厚さを想定して250mmとした。曲げ試験は、JIS試験と同寸法である。図中、旧と表記している部分を先に製作し、打継面の処理後、1週間の間隔を開けて新と表記している部分を打設した。コンクリートは、設計基準強度40N/mm²の早強コンクリートを使用し、新旧コンクリートとも同一配合である。

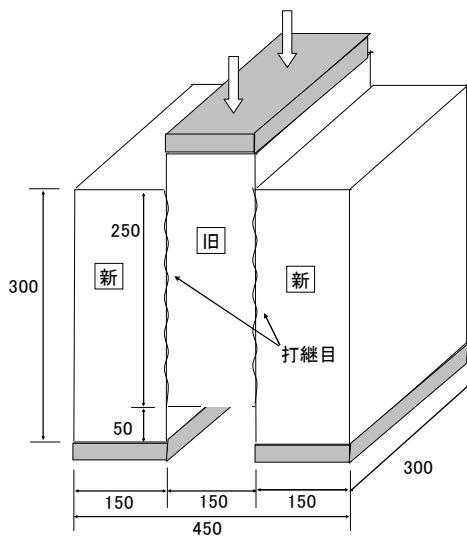


図-1 二面せん断試験

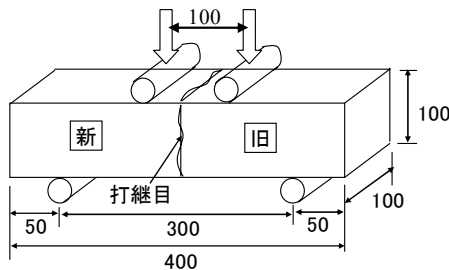


図-2 曲げ試験

表-1 試験体における打継面の処理方法

No.	施工方法	備考
1	無処理	
2	チップング	標準(入念に作業)
3		程度(無処理部を残す程度)
4		標準(翌日に高圧水処理)
5	遅延剤+高圧水	遅延剤が雨で洗い流された想定
6		高圧水処理を4日後
7	遅延シート+高圧水	標準
8	形状成型シート	エアークャップ(φ10mm)
9	一体打ち	打継目なし

(2) 打継目の施工方法

打継面の施工方法の一覧を表-1に示す。

チップングにより処理を行うタイプでは、無処理の面が完全になくなるまで入念に作業したものの(No.2)と、10~20mmの間隔で一度だけドリルを当てた簡易なもの(No.3)とを作製した。チップングは、旧コンクリート打込みの翌日に施工している。

遅延剤を使用するタイプは、型枠に遅延剤を塗布するタイプ(No.4)と、遅延シートを貼付けるもの(No.7)の2種類とした。さらに、遅延剤を型枠に塗布するタイプに関しては、遅延剤塗布後に雨等により洗い流されたことを想定したもの(No.5)、材齢が4日経過した後に高圧水処理したもの(No.6)といった施工不具合によって凹凸面の粗さが不十分な場合を再現している。

以上の標準的な施工法に加え、比較のために、形状成形用のシート(エアークャップ)を型枠に貼り付け、脱枠後にワイヤーブラシ等の処理を全く施さないタイプのもの(No.8)、無処理(No.1)、一体打ち(No.9)をあわせて全9体の試験体を作製した。

(3) 凹凸面の計測

凹凸形状の計測方法として、デジタルカメラを用いた3次元計測システムを採用している。座標データは、鉛直方向(載荷方向)には1mmピッチ、水平方向には10mmピッチで抽出した(図-3)。表-2に、鉛直方向の1ラインを1組のデータとして次項に示した各指標を算定し、全ライン(片面で25組、両面で50組)の平均値を算出したものを処理後の打継面の写真と併せて示す。参考までに、せん断試験体における試験体中央部および縁端付近の計測データの一部を図-4に示す。

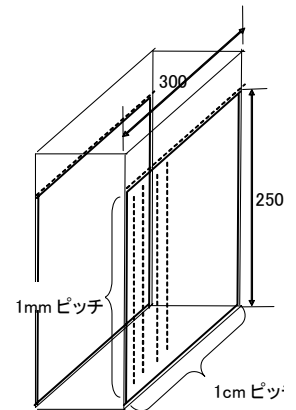


図-3 座標データの抽出位置

(4) 凹凸形状の指標

打継面の凹凸形状を各種の方法で測定し、定量的な指標を提案した主な既往の研究を、表-3に示す。林らは、凹凸形状をレーザー式変位計で1ラインのみを測定し、機械分野であるJIS B 0601に規定される表面粗さの指標、十点平均粗さ(図)、中心線平均粗さ(図)をコンクリート打継面の評価方法に適用した場合、表面粗さとせん断強度には密接な関係があることを報告している¹⁾。迫田、金子らは、細砂を凹凸形状に敷詰め、その体積を打継面の投影面積で除したものを平均深さとして定量的な指標と

表-2 処理後の打継面と凹凸形状の指標算定結果








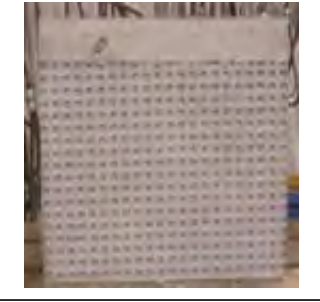
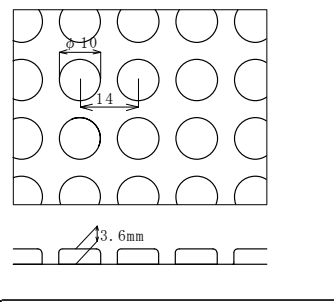
	No.1 無処理	No.2 チッピング	No.3 チッピング(程度 小)
打継面			
十点平均粗さ	-	6.07	2.89
中心線平均粗さ	-	1.07	0.54
平均深さ	-	2.21	1.33
表面積率	-	1.07	1.04
	No.4 遅延剤+高圧水	No.5 遅延剤+高圧水 (雨想定)	No.6 遅延剤+高圧水(4日後)
打継面			
十点平均粗さ	3.82	3.10	3.15
中心線平均粗さ	0.68	0.61	0.68
平均深さ	2.04	1.27	1.44
表面積率	1.05	1.04	1.03
	No.7 遅延シート+高圧水	No.8 エアーキャップ	
打継面			
十点平均粗さ	4.23	3.50	
中心線平均粗さ	0.70	1.42	
平均深さ	2.57	1.75	
表面積率	1.07	1.38	

表-3 打継目を定量的に評価した既往の主な研究

文献番号	発表年	論文タイトル	著者/所属	凹凸面の測定	面形状の指標	性能試験(接合面 幅×高さ)
1)	1995	コンクリート打継目における表面粗さの評価とせん断伝達耐力に関する実験研究	林ら/東工大	レーザー式変位計	・十点平均粗さ ・中心線平均粗さ など	1面せん断試験 (100×300)
2)	1997	ウォータージェットによる処理深さが新旧コンクリートの打継ぎ強度に与える影響	足立/千葉工大 迫田ら/東海大	標準砂	・平均深さ	曲げ試験 (100×100)
3)	1997	超遅延剤を用いたコンクリートの表面粗さ評価と打継目強度に関する研究	金子ら/名城大	レーザー式変位計	・十点平均粗さ ・中心線平均粗さ など	2面せん断試験 (100×100)
4)	1998	コンクリート打継部における表面処理粗さの定量化と付着性状の評価	栗原ら/岐阜大	触針式変位計	・表面積率	曲げ試験 (100×200)
5)	2000	高圧水により処理したコンクリート接合面のせん断耐力に関する研究	古市ら/鹿島建設	レーザー式変位計	・粗度(=平均深さ)	1面せん断試験:ジベル有り (350×500)
6)	2005	コンクリート打継部の表面粗度の計測・定量化と曲げ・せん断付着特性に関する研究	松田ら/長崎大	3Dレーザー計測器 (CCDカメラを併用)	・表面積率、傾斜角 ・平均深さ など	曲げ試験(100×100) 傾斜せん断試験(100×100)

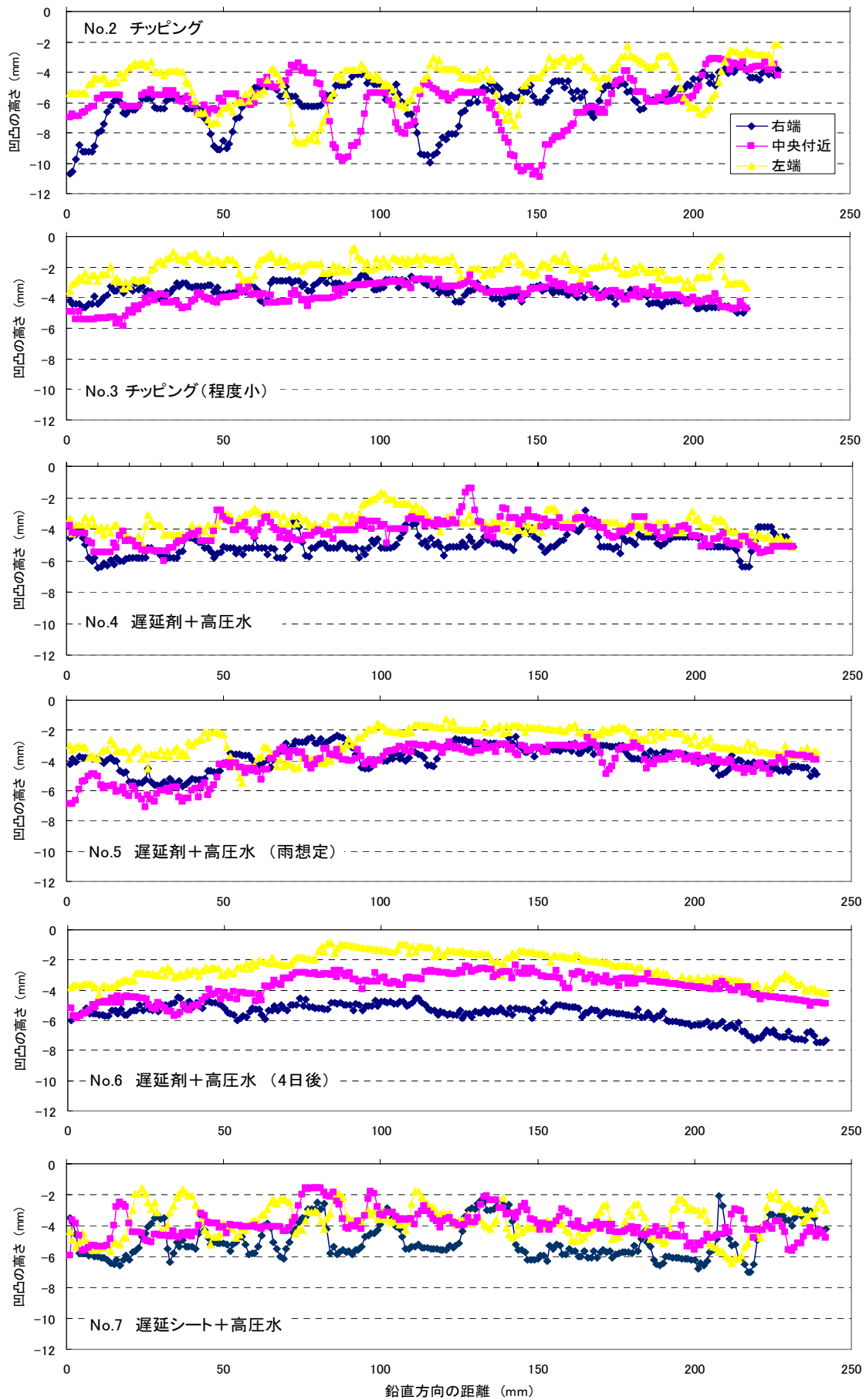


図-4 セン断試験体における凹凸形状の例

する方法を²³⁾、また、栗原らは、表面形状をシリコンゴムで型取りし、触針式変位計を用いて、凹凸形状の表面積を測定するなど、3次元的な情報を指標とすることを提案している⁴⁾。いずれの方法も、強度試験結果にばらつきがあるため明確ではないが、表面の凹凸が大きくなるほど、せん断強度、曲げ強度が向上する傾向を示すことが報告されている。

また、古市らは、表面の粗さとせん断強度の間には明確な相関は見いだせないと報告している⁵⁾。古市らが実施した実験供試体では、打継面に0.3%のジベル筋が配置された状態で比較されており、破壊荷重に対しては、ジベル筋の影響が支配的になったものと考えられる。ジベル筋が十分に配置されている場合には、表面粗さに関係なく破壊安全度は十分に確保されているものと考えられることができるが、打継面に生じるひび割れの発生荷重は、ジベル筋を有さない試験の破壊荷重で評価すべきと考えられる。したがって、使用レベルでの健全性、すなわち耐久性を議論する場合、打継目の表面粗さは重要な要因になるものと考えられる。

以下に、既往の研究で提案された主な指標を示す。

①十点平均粗さ H1

粗さ曲線に最小二乗法で求めた直線（平行線）から一番大きい山から5番目までの山の頂上の標高の平均と、一番小さい谷から5番目までの谷の底の標高の平均値の差で表面粗さの値を求める。

$$H1 = 1/5 \sum Pi - 1/5 \sum Vi$$

Pi : 粗さ曲線の平行線から山までの高さ

Vi : 平行線から谷までの高さ

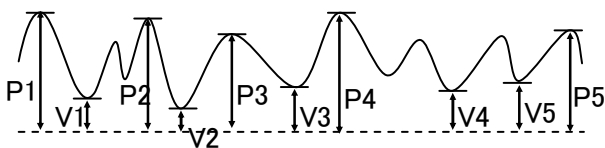


図-5 十点平均粗さ

②中心線平均粗さ H2

直線の上側と下側の面積が等しくなる中心線を求め、中心線から粗さ曲線までの高さを f(x) とすると、f(x) の絶対値の総和を測定点数で除したものの

$$H3 = \int |f(x)| dx / L$$

L : 測定点数

f(x) : 中心線から粗さ曲線までの高さ

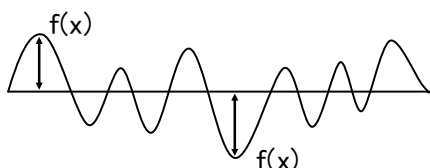


図-6 中心線平均粗さ

③平均深さ d

最も高い山の頂部を通る水平線からの深さの平均を表したもの

$$d = \sum d(x) / L$$

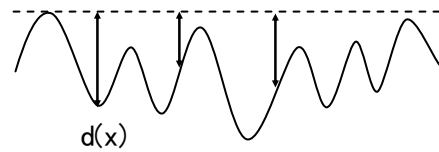


図-7 平均深さ

④表面積率 r

凹凸表面積または線長を、投影した面積または線長で除したもの

$$R = \sum Ri / \sum Li$$

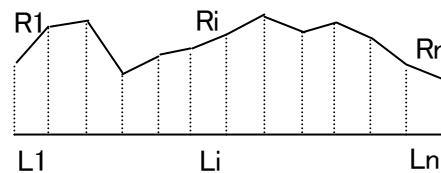


図-8 表面積率

3. 性能実験結果

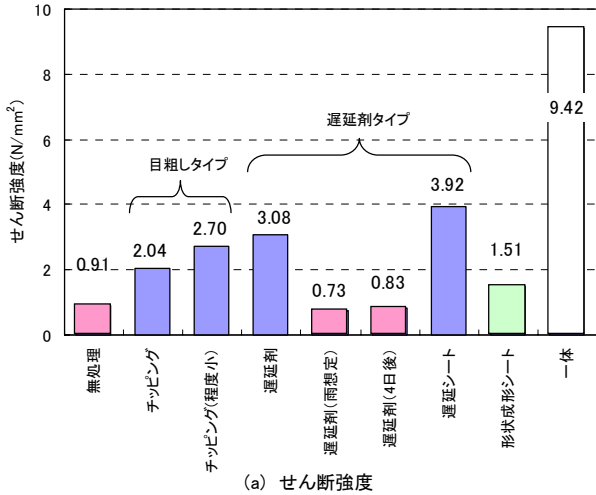
(1) せん断強度

載荷実験時のコンクリート圧縮強度は、旧コンクリート(材齢 14 日)が 40.0N/mm²、新コンクリート(材齢 7 日)が 39.1N/mm²であった。

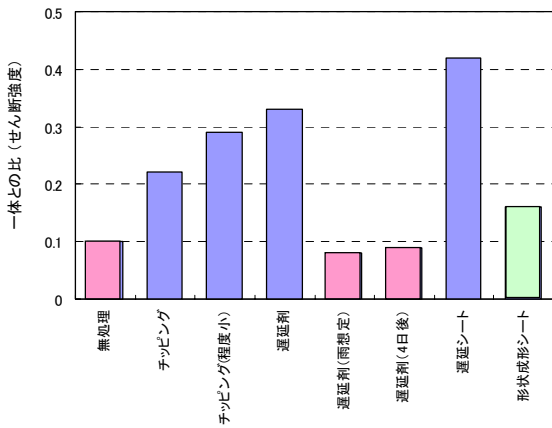
図-9(a)(b)に、各施工法による打継目せん断強度の比較を示す。せん断強度は、標準的に施工したものに関しては、一体型の 20~40%程度と施工法によるばらつきが大きく、遅延シートを用いたものが最も大きかった。また、遅延剤に関して施工の不具合を再現した No.5 および No.6 は、無処理のもの(No.1)と同程度であり、一体型の 10%程度、標準的に施工したものと比較しても 30%程度しか、せん断強度がないという結果になった。

図-10 に、凹凸面の各指標算定値とせん断強度の関係を示す。中心線平均粗さを除いて、各指標と No.8 を除いたせん断強度は、おおむね比例関係にあると考えることができる。

No.8 の形状成形シートは表面積率および中心線平均粗さが最も大きく算定されたが、せん断強度は比較的小さい部類に属し、相関関係から大きく外れる結果になっている。今回使用した形状成形シートの凹部は直径 10mm であり、凸部はモルタルのみで形成されており、モルタルでは噛み合わせ効果が小さかったものと考えられる。



(a) せん断強度



(b) 一体との比

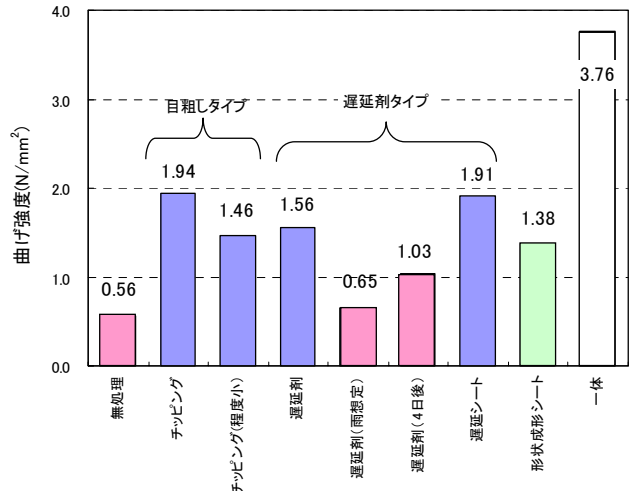
図-9 各施工法によるせん断強度の比較

次に、チッピングの程度をパラメータとした No.2 と No.3 のみに着目すると、入念に施工を行い、凹凸面の粗さの指標が2倍程度あった No.2の方が、せん断強度が低くなるという逆転現象が見られた。この原因として、入念にチッピングを施すことにより、打継目表層付近に微細なひび割れを多数誘発してしまったことが考えられる。単に凹凸形状の大小のみでは、せん断強度を推定できない場合があることが示唆される。

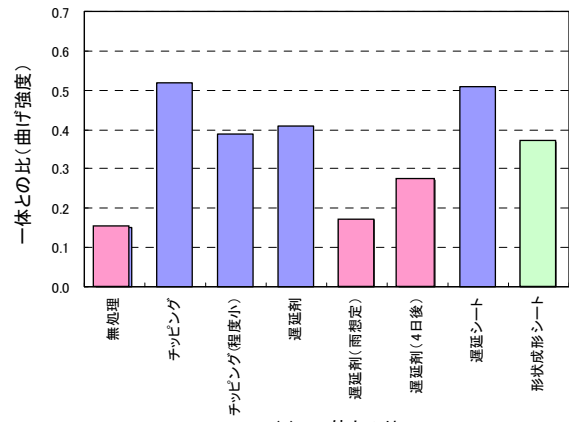
(2) 曲げ強度

図-11 (a) (b)に、各施工法による打継目の曲げ強度の比較を示す。曲げ強度は、標準的に施工したものに関しては、一体型の40~50%程度とせん断強度の結果に比べると比較的高いものであった。しかし、一体との比については、試験体寸法の影響が強いものと考えられ、今後さらにデータを蓄積して検討をしていく必要がある。

施工の不具合を再現し、遅延剤の効果を不十分にした No.5およびNo.6は、せん断強度同様、無処理のもの(No.1)とほとんど変わらない結果である。No.8の形状成形シ-



(a) 曲げ強度



(b) 一体との比

図-11 各施工法による曲げ強度の比較

トは、せん断強度での比較結果に比べると、曲げ強度に関しては標準施工に比べ大きな差はない。

図-12に、凹凸面の各指標算定値と、曲げ強度の関係を示す。指標算定値は、曲げ試験体によるものではなく、先に示したせん断試験体で計測したものをを用いている。No.8の形状成形シートを除くと、いずれの指標も比較的高い相関係数の高いものであった。特に、平均深さ指標が、チッピングや遅延剤などの施工方法に関わらず、最も良好な相関関係が得られた。

曲げ強度の場合、せん断強度とは異なり、凹凸形状の高低差を評価した平均粗さなどの指標より、付着する面積の増加に着目した表面積率の指標が適しているものと当初考えていた。しかし、表面積率が卓越して大きい No.8の形状成形シートの曲げ強度は、それほど大きいものではなく、せん断強度同様、形状成形シートによる打継目は、標準施工によるものと同じ指標で評価することは困難であるものと考えられる。

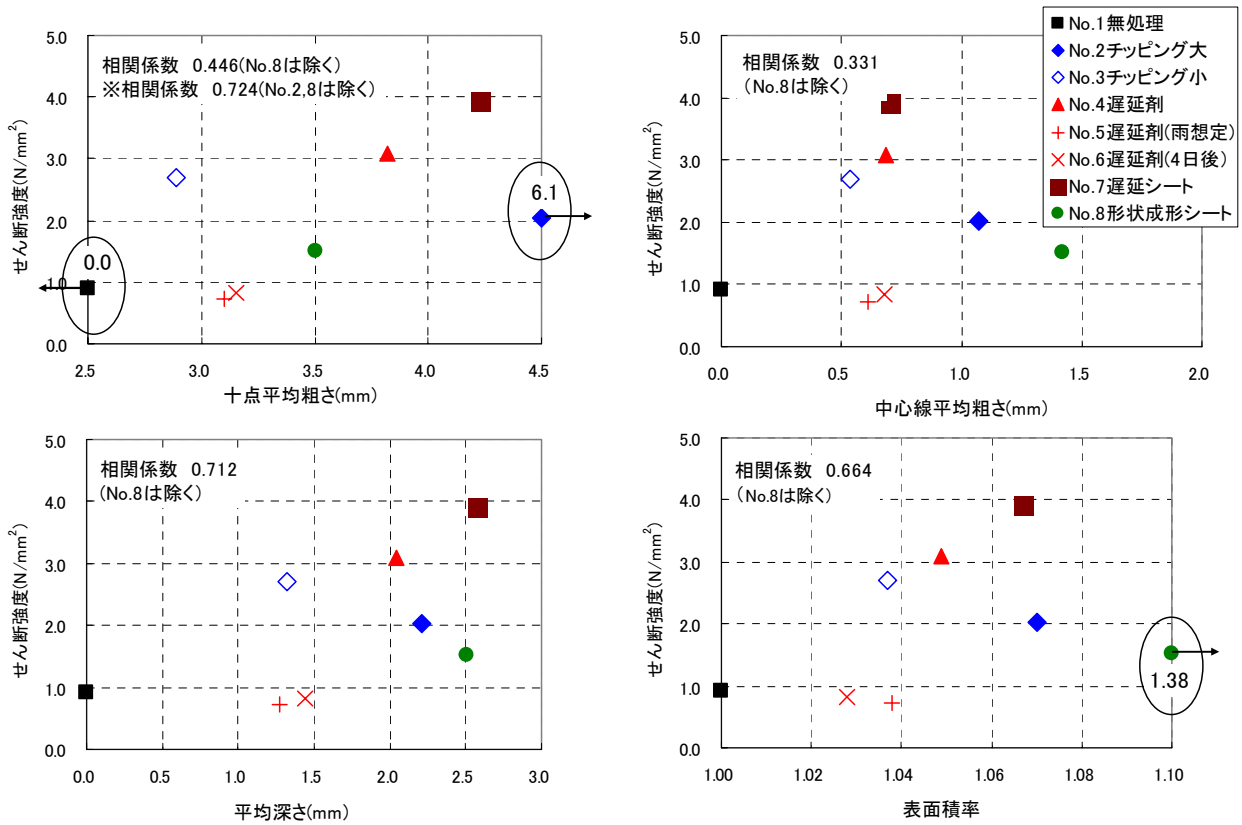


図-10 凹凸面の各指標算定値とせん断強度との関係

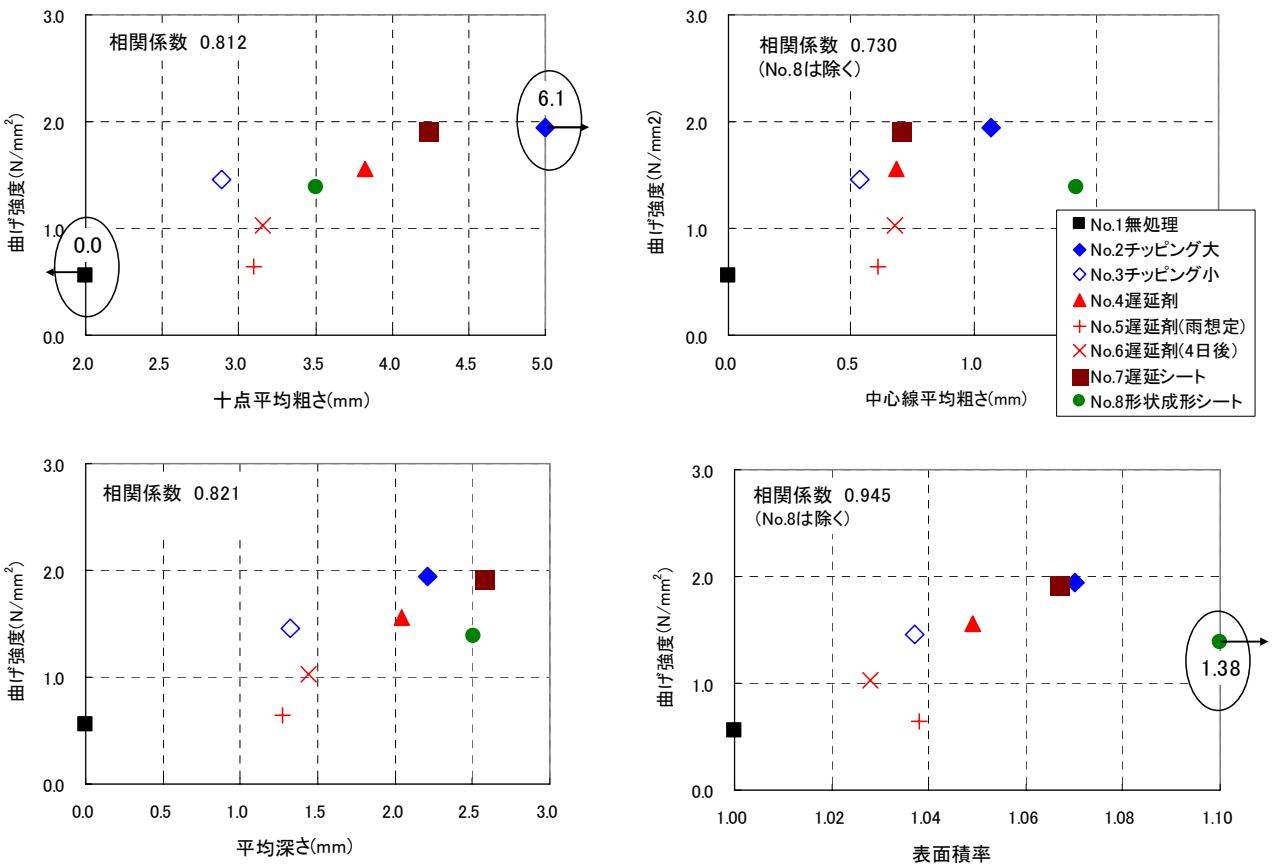


図-12 凹凸面の各指標算定値と曲げ強度との関係

4. まとめ

さまざまな方法で施工した打継目について、二面せん断試験、曲げ試験を行い性能比較を行った結果、以下の知見が得られた。

- ①打継目のせん断強度は、標準的に施工したものに関しては一体型の20～40%程度と施工法によるばらつきが大きく、遅延シートを用いたものが最も強度が大きかった。
- ②型枠に遅延剤を塗布するタイプでは、打込み前に雨に洗い流された場合や、材齢4日まで高圧水処理を施さない場合など、施工の不具合を再現したものである、一体型の10%程度まで強度が低下し、無処理のものとはほぼ同程度であった。
- ③打継目の曲げ強度は、標準的に施工したものに関しては一体型の40～50%程度と、施工法によるばらつきは小さかった。施工の不具合を再現したものに関しては、せん断強度同様、無処理のものとはほぼ同程度まで強度は低下した。
- ④チッピングによる粗面仕上げでは、衝撃による微細ひび割れの存在が打継面のせん断強度に影響することが示唆される結果となった。
- ⑤エアークャップなどの形状成型シートを用いた打継面処理は、標準的に施工されているものと同じ指標で評価することは困難であると考えられる。

参考文献

- 1) 槇谷貴光, 香取慶一, 林静雄: コンクリート打継ぎ面における表面粗さの評価とせん断耐力伝達能力に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.17, No.2, pp.171-176, 1995
- 2) 足立一郎, 迫田恵三, 八尋暉夫, 光延優一: ウォータジェットによる処理深さが新旧コンクリートの打継ぎ強度に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.19, No.1, pp.1459-1464, 1997
- 3) 金子林爾, 山田一久: 超遅延剤を用いたコンクリートの表面粗さ評価と打継目強度に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.19, No.1, pp.517-522, 1997
- 4) 栗原哲彦, 西田好彦, 鎌田敏郎, 六郷恵哲: コンクリート打継部における表面処理粗さの定量化と付着性状の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.20, No.2, pp.1261-1266, 1998
- 5) 古市耕輔, 青木一二三, 宮越雄幸, 平陽兵: 高圧水により処理したコンクリート接合面のせん断耐力に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.613-618, 2000
- 6) 松田浩, 牧野高平, 山下務, 中島朋史: コンクリート打継部の表面粗度の計測・定量化と曲げ・せん断付着特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.1345-1352, 2005.3

多孔質材料を用いたベントナイト混合土の配合設計に関する研究

Study on the Design Method of Bentonite Mixture Soil Liner using Tuffaceous Sandstone

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

戸村 豪治 GOJI TOMURA

土木営業第一部 土居 洋一 YOICHI DOI

本研究では、凝灰質砂岩碎石を母材として用いたベントナイト混合土に対して締固め試験および透水試験を実施し、その締固め特性を明らかにした。また、透水係数とベントナイト添加率との関係を示すとともに、透水係数がベントナイト添加率 15%程度でベントナイト混合土としての基準値を満足することを確認した。さらに、限界添加率を用いた修正配合設計法が、凝灰質砂岩碎石のような多孔質材料に対しても適用可能であることを検証した。

キーワード：凝灰質砂岩，ベントナイト混合土，透水試験

To evaluate the applicability of tuffaceous sandstone for bentonite mixture soil liner, the compaction tests and permeability tests were carried out. The relationships between the addition rate of bentonite and both compaction characteristics and permeability coefficient have been investigated. The coefficient of permeability at the addition rate 15% of bentonite was estimated smaller than the reference value of bentonite mixture soil liner at final disposal site. It was confirmed that the corrected design method of bentonite mixture soil liner was applicable to the tuffaceous sandstone.

Key Words: Tuffaceous Sandstone, Bentonite Mixture Soil Liner, Permeability Test

1. はじめに

廃棄物最終処分場において、廃棄物からの浸出水の漏洩を防止する遮水工は最も重要な施設のひとつである。構造基準では、遮水構造として①遮水シート+粘性土層、②遮水シート+水密アスファルトコンクリート、③二重遮水シートの3種類のいずれかの複合構造を採用することが定められている。これらの遮水工のうち、①の粘性土層を設ける方法のひとつとして、環境負荷低減およびコスト低減の観点から現地発生土にベントナイトなどの安定材を加え遮水性能を向上させた混合土層を採用するケースが増えつつある。これをベントナイト混合土工法といい、当社は“ソイルレイヤー工法”という名称で研究開発を進めてきた。

ベントナイト混合土の品質を満足させるためには、母材として使用する土質材料の特性を把握し、ベントナイトなどの混合量および混合方法を決定する必要がある。また、現地発生土を母材として用いる場合、それが必ずしも適切な材料とは限らず、他の土質材料も混合しなければならない場合もある。

著者らは、宮崎処分場において本工法を適用しベントナイトの混合方法、施工方法、管理方法など品質向上のための技術開発を行ってきた¹⁾。また、まさ土、山砂、泥岩などのさまざまな土質材料をベントナイト混合土の母材として用いた場合の適用性を確認する実験を行うとともに^{2),3)}、山砂を母材として用いたベントナイト混合土の実験結果から、ベントナイトの限界添加率を用いた配合設計方法の提案を行った⁴⁾。さらに、多孔質材料までを対象とするための土粒子内の微細な空隙を考慮した修正配合設計方法も示した⁵⁾。

本研究では、ベントナイト混合土の適用範囲拡大を目的として、栃木県那珂川流域に分布する凝灰質砂岩碎石を母材として用いた場合の検討を行った。締固め試験および透水試験を実施し、実験結果から、ベントナイト添加率 15%程度で要求性能を満足する品質が確保できること、および限界添加率を用いた修正配合設計方法が適用できることを確認した。

2. 配合設計法の適用拡大

(1) 配合設計法

管理型最終処分場の構造基準による粘性土層の要求性能は透水係数 $1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 以下で、室内試験においては $1 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ 以下を満足する必要がある。一方、ベントナイト混合土の透水係数は、ベントナイトの添加率を増加させていくとある一定値（母材および添加するベントナイトの材質によって異なる）に近づいていく。これを限界添加率と定義⁶⁾しており、透水係数が最小となる時のベントナイトの最適添加率となる。

ベントナイト混合土の配合設計においては、基準値を満足する添加率と限界添加率との間で、トラフィカビリティー等を考慮してベントナイトの設計添加率を設定する。限界添加率は、ベントナイトの膨潤を考慮した土中の間隙比（マクロ間隙比と定義する）が0になるときの添加率で表すことができる。ここで、マクロ間隙比 e_m は、式(1)で計算され、 $e_m=0$ のときの α がベントナイトの限界添加率となる。

$$e_m = \rho_s \left(\frac{1 + \frac{\alpha}{100}}{\rho_{d \max \alpha}} - \frac{\frac{\alpha}{100} \cdot \beta}{\rho_b} \right) - 1 \quad (1)$$

ここに、

α : ベントナイト添加率(%)

β : ベントナイト膨潤率

ρ_s : 土粒子密度(g/cm^3)

ρ_b : ベントナイトの密度(g/cm^3)

$\rho_{d \max \alpha}$: α (%)におけるベントナイト混合土の最大乾燥密度(g/cm^3)

ρ_s および ρ_b は土粒子の密度試験 (JIS A 1202) から求める。 $\rho_{d \max \alpha}$ とベントナイト添加率 α との関係は、締固め試験 (JIS A 1210) を数回繰り返し実施して求める。また、ベントナイト膨潤率 β については目的に応じて幾つかの評価方法が存在するが、式(1)におけるベントナイト膨潤率 β について、横山ら⁵⁾は次のようにして決定することを提案している。すなわち、加圧可能な円柱型容器に 50g のベントナイトを入れ、約 1cm の高さになるように突き棒で締固めた後、上面を平滑に成形しその初期高さ (h_1) を測定する。次に、十分な量の蒸留水を加えて空気圧(392kPa)を与え、ベントナイトが完全に膨張した後のベントナイトの高さ (h_2) を測定し、初期高さ (h_1) との比 ($=h_1/h_2$) をベントナイト膨潤率 β とする。

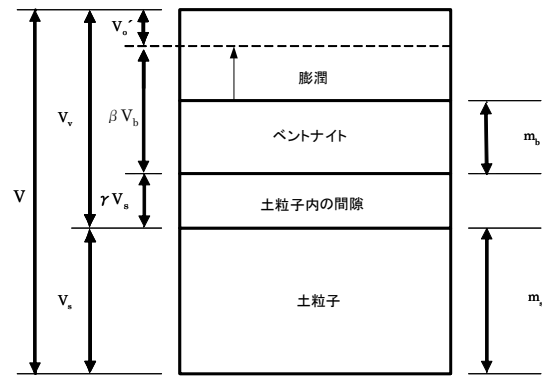


図-1 土粒子内の間隙を考慮した示相図

(2) 修正配合設計法

式(1)は、山砂を母材として用いたベントナイト混合土を対象として導かれたものであるが、著者ら⁶⁾はこの式を多孔質な火山灰質土であるシラスを用いたベントナイト混合土へ適用した。その結果、式(1)から与えられるマクロ間隙比=0 に対応したベントナイトの限界添加率は透水係数が一定となる添加率よりも大きくなり、多孔質材料には式(1)が適用できないことが判明した。これは、多孔質な火山灰質土では、土粒子内に微細な間隙が存在しているが、式(1)から求められる限界添加率はこのような間隙までも充填するものとしてベントナイト添加量を過大に計算していると考えた。

いま、図-1 に示すような土粒子内の示相図を考える。このとき、 V が全体積(cm^3)、 V_s が土粒子の体積(cm^3)、 V_v が土粒子以外の体積(cm^3)、 γV_s が土粒子内間隙部分の体積(cm^3)、 γV_s が土粒子内間隙部分の体積(cm^3)、 V_b がベントナイトの体積(cm^3)、および V_0 が空隙部分の体積(cm^3)である。土粒子内の微細な間隙の体積を γV_s とし、この間隙はベントナイトの膨潤では満たすことができないとする。 γ は土粒子の微細な空隙の比率を表す係数であり、微細空隙比と定義した。微細空隙比 γ は一般的な土においては数%以下であり、ベントナイトの添加率に考慮する必要のない値であるが、多孔質なシラス等では数十%となり影響が大きい。微細間隙比は、簡易的に吸水率試験等によって概略値を求めることが可能である。

このような多孔質材料に対しては、定義した微細間隙比を用いて従来のマクロ間隙比の式を修正した、修正式(2)を提案した。なお、本式における各定数は、式(1)と同一である。

$$e_m' = \rho_s \left(\frac{1 + \frac{\alpha}{100}}{\rho_{d \max \alpha}} - \frac{\frac{\alpha}{100} \cdot \beta}{\rho_b} \right) - (1 + \gamma) \quad (2)$$



写真-1 試料 A



写真-2 試料 B

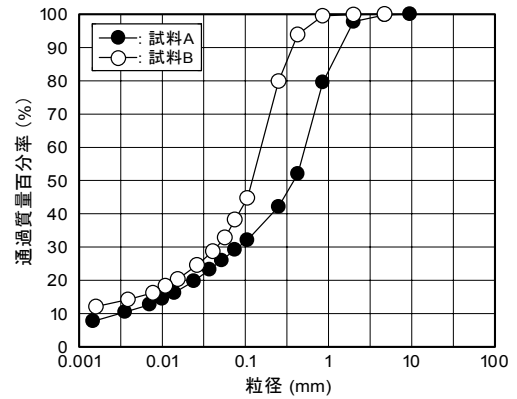


図-2 粒径加積曲線

表-1 凝灰質砂岩碎石の物理的特性

分類	項目	記号	単位	試料	
				A	B
一般	土粒子の密度	ρ_s	(g/cm^3)	2.672	2.437
	自然含水比	w	(%)	22.7	47.7
粒度	礫分 (2~75mm)		(%)	2	0
	砂分 (0.075~2mm)		(%)	69	62
	シルト分 (0.005~0.075mm)		(%)	18	23
	粘土分 (0.005mm未満)		(%)	11	15
	最大粒径		(mm)	9.5	4.75
	均等係数	U_c		169	-
コンシステンシー特性	曲率係数	U'_c		4.03	-
	50%粒径	D_{50}	(mm)	0.391	0.124
	10%粒径	D_{10}	(mm)	0.0247	0.0143
	液性限界	w_L	(%)	43.1	76.3
コンシステンシー特性	塑性限界	w_p	(%)	23.4	43.3
	塑性指数	I_p		19.7	33
	コンシステンシー指数	I_c		1.034	0.867
	微細空隙比	γ		0.412	0.491

3. 室内配合試験

(1) 目的

最終処分場の遮水層に用いられるベントナイト混合土には、現地発生土を母材として用いる。本来、難透水性の遮水層を構築するという目的からすると、土質材料としては適切ではないが、経済性、環境負荷低減の観点から、母材として使わざるを得ない場合も考えられる。そこで、遮水性能の観点から良質な材料ではない凝灰質砂岩を母材として用いるベントナイト混合土の配合試験を行い、適用可能か検討した。

(2) 凝灰質砂岩碎石の物理特性

栃木県那珂川流域に分布する凝灰質砂岩は、容易に破碎することができ、地元では破碎したものを「山砂」として用いている。この凝灰質砂岩は、多孔質であり、最適含水比が高く最大乾燥密度が低いなど、特異な特性が認められる。

写真-1 および写真-2 は、二箇所の風化露頭現場で採取した凝灰質砂岩の破碎前の状況を示している。試料 A が茶色であるのに対して試料 B は緑色であり、両者の鉱物組成が異なることがわかる。また、岩塊はいずれも軟質で容易に破碎可能であるため、実験では写真に示す状態のものを手でほぐして試料として用いた。

図-2 は、JIS A 1204 に基づき行った粒度試験の結果を示したものである。最大粒径は試料 A が 9.5mm、試料 B が 4.75mm、レキ分は試料 A が 2%、試料 B が 0%、砂分は試料 A が 69%、試料 B が 62%、細粒分は試料 A が 29%、試料 B が 38%である。また、試料 A に関し、均等係数 $U_c=169$ 、曲率係数 $U'_c=4.03$ である。

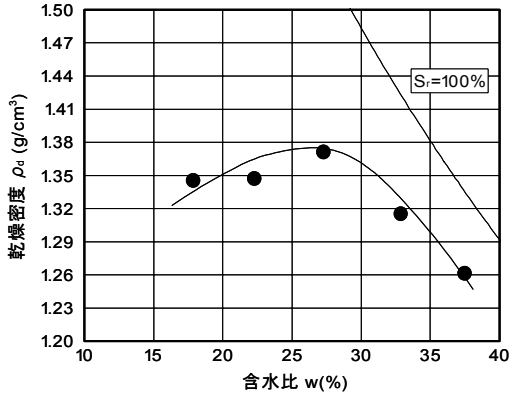
微細空隙比 γ は、前述したように吸水率試験等によって求めることができるが、今回は簡易的に表面乾燥飽和状態での含水比から評価した。その値は、試料 A が 0.412、試料 B が 0.491 であった。

以上の結果をまとめ、表-1 に凝灰質砂岩碎石の物理的特性を示す。試料 B は、試料 A に対し細粒分が多く土粒子の密度も小さい。風化の程度は、試料 B の方が試料 A よりも進んでいるものと推察される。

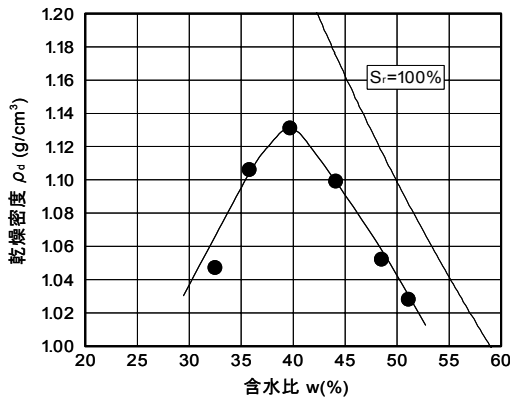
(3) 凝灰質砂岩碎石の締固め特性

締固め試験は、JIS A 1210 に準拠して A-c 法(ランマ一質量 2.5kg、モールド内径 150mm、1 層当たり突固め回数 25 回)で実施した。凝灰質砂岩碎石の締固め試験結果を図-3 に示す。

図より、試料 A に関して最適含水比は $w_{opt}=26.7\%$ 、それに対応する最大乾燥密度は $\rho_{dmax}=1.372g/cm^3$ であることがわかる。同様に、試料 B については、最適含水比が $w_{opt}=39.4\%$ であり、それに対応する最大乾燥密度は



(a) 試料 A



(b) 試料 B

図-3 凝灰質砂岩砕石の締固め特性

$\rho_{dmax}=1.132\text{g/cm}^3$ であった。まさ土を対象とした既往の締固め試験結果²⁾では、最適含水比が $w_{opt}=12\sim13\%$ 程度、対応する最大乾燥密度は $\rho_{dmax}=1.8\sim1.9\text{g/cm}^3$ であった。これと比較すると、今回用いた凝灰質砂岩砕石は、最適含水比が大きく最大乾燥密度が小さい傾向となっている。

(4) 凝灰質砂岩砕石の透水特性

透水試験は JIS A 1218 に準拠して変水位透水試験法により実施した。試験には $\phi=200\text{mm}$ の鋼製モールドを使用し、供試体の直径は 150mm 、高さは 125mm である。供試体は、最適含水比状態の試料を 2.5kg ランマーで 3 層 25 回の条件で締固めて作成した。なお、供試体側面に水みちが生じることが懸念されたため、モールドと供試体の間にはアスファルトを充填し、水みちの発生を防止した。

透水係数は、試料 A が $7.13\times 10^{-4}\text{cm/sec}$ 、試料 B が $3.56\times 10^{-4}\text{cm/sec}$ であった。まさ土の透水係数は、通常 $10^{-2}\sim 10^{-3}\text{cm/sec}$ であることから、両試料の透水性はまさ

表-2 ベントナイトの特性

水分	(%)	7.5
膨潤力	(ml/2g)	38
pH		9.8
液性限界	(%)	581
塑性限界	(%)	38
塑性指数		543
メレンブルー吸着量	(ml/0.5g)	49
密度	(g/cm ³)	2.86

土と比較して若干小さい。

(5) ベントナイト混合土の締固め特性

凝灰質砂岩砕石を母材として用いたベントナイト混合土に対し、JIS A 1210 に従って A-c 法で締固め試験を実施した。使用したベントナイトは、米国ワイオミング州 COLONY 鉱山から産出されたナトリウム型のものである。その基本的な特性を表-2 に示す。なお、前述した方法により求めたベントナイト膨潤率 β は 5.84 である。ベントナイト添加率はシラスの試験結果を考慮し、また、今回は限界添加率を確認するためやや大きくして、10,15,20%とした。

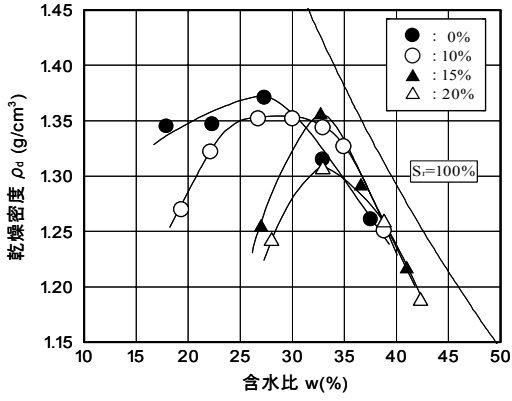
試験から得られた乾燥密度と含水比との関係を図-4 に、図から得られる添加率ごとの最適含水比とそれに対応した最大乾燥密度を表-3 に示す。なお、図-4 および表-3 には、先に示したベントナイト添加率 0%の結果も併せて示した。また、図-5 にベントナイト添加率と最適含水比との関係、図-6 にベントナイト添加率と最大乾燥密度との関係を示す。

図-5 をみると、いずれの試料においても最適含水比がベントナイト添加率の増大に伴って大きくなる傾向を示しており、この傾向は試料 A のほうが明確である。永友ら³⁾は、最適含水比がベントナイト添加率の増大に伴い大きくなることを示しているが、本実験結果もこれに整合するものである。

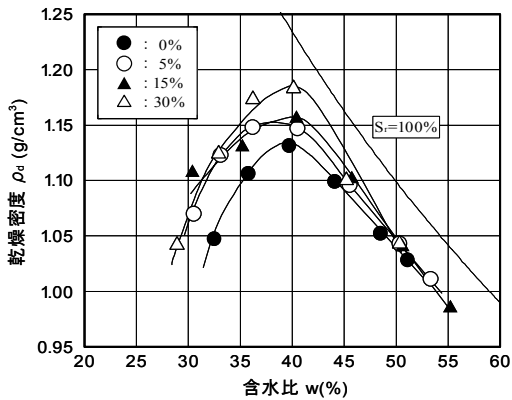
一方、図-6 から、試料 A の最大乾燥密度はベントナイト添加率が大きくなると若干ではあるが小さくなる傾向を示すのに対し、試料 B のそれはベントナイト添加率の増大に伴って大きくなる傾向を示していることがわかる。このことから、最大乾燥密度とベントナイト添加率の関係は、母材の粒度特性によって異なるものと推察される。

(6) ベントナイト混合土の透水特性

ベントナイト混合土の透水試験は、凝灰質砂岩砕石の場合と同様、JIS A 1218 に準拠して変水位透水試験法により実施した。使用したモールドや供試体の寸法も、



(a) 試料 A



(b) 試料 B

図-4 ベントナイト混合土の締固め特性

表-3 ベントナイト添加率ごとの締固め特性

試料	ベントナイト添加率	最適含水比 w_{opt} (%)	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)
	α (%)		
A	0	26.7	1.372
	10	30.0	1.352
	15	32.7	1.355
	20	32.9	1.306
B	0	39.4	1.132
	10	38.3	1.153
	15	40.4	1.156
	20	40.1	1.183

(4) 項で述べた添加率 0%の場合と同一である。なお、供試体密度は、表-3 に示した最大乾燥密度の 90%の値とした。図-7 に、透水係数とベントナイト添加率との関係を示す。

試料 A および試料 B のいずれも、透水係数はベントナイト添加率の増大に伴い小さくなるのが明らかである。また、試料の違いによらずベントナイト添加率 15%~20%の範囲において、透水係数が一定となることもわかる。ベントナイト添加率 15%における透水係数は、試料 A が $5.46 \times 10^{-8} cm/sec$ 、試料 B が $3.56 \times 10^{-8} cm/sec$ であった。遮水層としての透水係数の基準値は室内試験

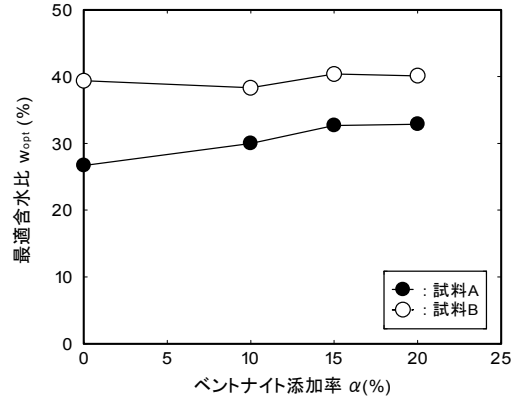


図-5 ベントナイト添加率と最適含水比との関係

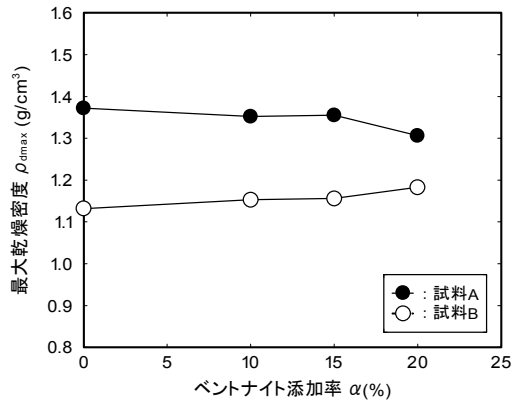


図-6 ベントナイト添加率と最大乾燥密度との関係

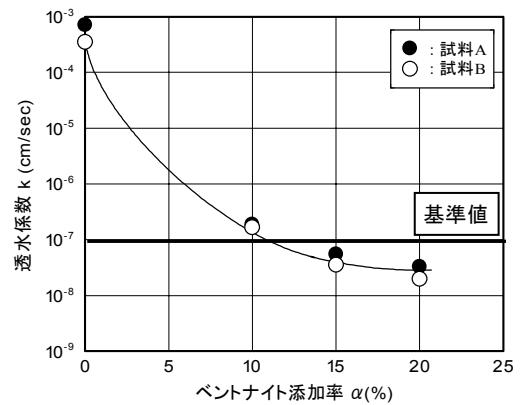


図-7 ベントナイト添加率と透水係数との関係

表-4 入力パラメータ

項目	記号	単位	試料A	試料B
ベントナイト膨潤率	β			5.84
微細空隙比	γ		0.412	0.491
土粒子密度	ρ_s	(g/cm^3)	2.672	2.437
ベントナイト密度	ρ_b	(g/cm^3)		2.86

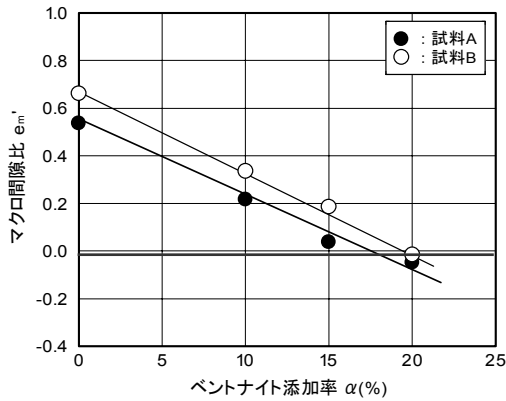


図-8 マクロ間隙比とベントナイト添加率との関係

において $1 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ 以下であり、添加率 10~15%程度以上で基準値を満足する結果となった。また、透水係数が一定となる限界添加率は試料 A, B とも 15~20%程度と推定される。今回母材として用いた凝灰質砂岩碎石の場合、ややベントナイトの添加量が多くなるが、最終処分場の遮水層として適用可能である。

(7) 限界添加率

図-8 は、式(2)に表-3 および表-4 に示した各パラメータを用いて求めたマクロ間隙比 e_m とベントナイト添加率 α との関係を示したものである。図より、試料 A の限界添加率は約 17%、試料 B のそれは約 19%であることがわかる。これらの値は、図-7 で示した透水係数が一定となる添加率 15%~20%程度と整合するものであり、式(3)が凝灰質砂岩碎石のような多孔質材料へ適用可能なことが明らかである。

したがって、今回の凝灰質砂岩を母材として用いる場合、ベントナイト設計添加率は 13%程度~20%の間で設定すればよいことになる。

4. おわりに

凝灰質砂岩碎石を母材に用いたベントナイト混合土の締固め試験および透水試験を実施し、その締固め特性や遮水性能について検討した。さらに、修正した限界添加率を用いた配合設計方法が、本材料について適用可能であるかを検討した。

試験結果により、凝灰質砂岩碎石は母材として適切な材料ではないが、ベントナイト添加量を増加させることによって母材として使用可能であることが確認された。

以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

- ① 締固め特性について、ベントナイト添加率と最適含水比との関係から、最適含水比はベントナイト添加

率の増大に伴って大きくなる傾向を示した。

- ② 本材料を用いたベントナイト混合土の透水係数は、添加率 15%で 10^{-8}cm/sec オーダーの値となり、基準値 $1 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ を満足する品質を確保できた。
- ③ 多孔質な火山灰質土等の微細空隙比を考慮したマクロ間隙比の修正提案式が、本材料についても適用可能であり、修正式から求めたベントナイトの限界添加率は試験結果とほぼ一致した。

謝辞：本研究は、宇都宮大学との共同研究として実施したものです。ご指導頂いた宇都宮大学今泉繁良教授に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 戸村豪治, 中田雅夫, 喜多治之, 黒島一郎: 最終処分場におけるベントナイト混合土の品質保証技術に関する研究, 三井住友建設技術研究所報告, pp.71-81, 2005.
- 2) 須川智久, 土居洋一, 三上博, 戸村豪治, 今泉繁良, 飯塚正樹: まさ土を母材とするベントナイト混合土の現場施工実験, 第 38 回地盤工学研究発表会講演集, pp.2403-2404, 2003.
- 3) 永友大彰, 今泉繁良, 土居洋一, 中田雅夫, 戸村豪治: 現地発生土を使用したベントナイト混合土の配合設計と実施例, 第 6 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集, pp.325-330, 2005.
- 4) 土居洋一, 須川智久, 黒島一郎, 戸村豪治, 今泉繁良, 飯塚正樹: 限界添加率に基づくベントナイト混合土の配合設計と現場施工実験, 第 5 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集, pp.89-94, 2003.
- 5) 横山能史, 土居洋一, 三ヶ田能, 今泉繁良: たわみ性壁透水試験装置を用いたベントナイト混合土の評価, 第 4 回環境地盤工学シンポジウム論文集, pp.303-306, 2001.
- 6) 土居洋一, 今泉繁良, 吉直卓也, 高橋直樹: しらすを用いたベントナイト混合土の透水特性に関する研究, 土木学会第 61 回年次学術講演会講演集 (投稿中)

土砂投下時の汚濁拡散抑制に関する水槽実験

Water Tank Tests of Turbidity Diffusion Control with Soil Dumping

黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

戸村 豪治 GOJI TOMURA

機電部 泉 国彦 KUNIIHIKO IZUMI

土木営業第一部 河村 俊治 SYUNJI KAWAMURA

水力発電ダムの堆砂の処理方法として、ダム貯水池内の大水深の死水域に浚渫土を投下する方法が検討されている。投下の際の汚濁防止策を検討する目的で、二重トレミー管と新たな汚濁防止フェンスを併用したトレミー管を用いた場合について、土砂投下による汚濁の拡散状況の確認をするために大型水槽を用いた基礎的実験を実施した。試験結果から得られた汚濁の拡散状況について報告する。

キーワード：ダム貯水池、堆砂対策、汚濁拡散、水槽実験

As a disposal method of sedimentation soil of a hydraulic power dam, the dumping of dredged soil into the very deep, i.e. dead-water zone is under examination. In order to investigate the diffusion control of turbidity by depositing the soil into the large depth water with a double tube tremie and the new type tremie with turbidity control fences, the experimental studies were carried out using a large-scaled water tank. This paper shows the test results about the diffusion conditions.

Key Words: Dam Reservoir, Sedimentation Problems, Diffusion of Turbidity, Water Tank Test

1. はじめに

ダム貯水池における堆砂の処理が従来から問題となっている。特に、流域の生産土砂量が多いダムでは大量の流入土砂が貯水池に堆積し、その機能低下が懸念されている。多くのダムで維持管理のために堆砂対策が実施されているが、大別すると①貯水池への土砂の流入軽減、②貯水池内に堆積した土砂の排除という2つの方法に区分される¹⁾。前者の方法としては貯砂ダムの設置など、後者の方法としては土砂フラッシングのように堆砂を強制的に押し流す方法も試行されているが、土砂を浚渫あるいは掘削し搬出処分する方法が最も一般的に行われている。しかしながら、土砂搬出には、需要地から遠隔のため運搬コストが高い、搬出用ダンプトラックの通行に障害が多い、堆砂の再利用の用途が限られるなどの問題がある。

このため、水力発電ダムでは貯水池内で堆砂を処理する方法も検討されている。揚水発電を行う貯水池においては水面下の限られた水深のみを利用しそれ以深は死水域となるが、堆砂は水深の浅い部分に貯まる傾向があるため、この土砂を貯水池内の深部へ移動させる方法は有

効な処理方法となる。

最近では、貯水池における豪雨後の長期間の濁りが問題となるケースが出てきており、下流河川への濁りの影響を避けるため、貯水池内で堆砂処理を行う場合には濁りの発生を可能な限り抑制する必要がある。しかし、貯水池のような水域へ土砂を投下した施工事例はきわめて少ない。貯水池内への土砂流入や、流入した濁質の挙動に関する研究は幾つか行われており²⁾、また、海上など開放水域での土砂投下による濁質の挙動については研究事例があるが³⁾、貯水池内の大水深でかつ閉鎖された水域への土砂投下による濁質の拡散現象は明らかになっていない。

そこで、こうした場合の汚濁防止対策を検討するために、土砂投下による濁質の拡散状況を確認する大型水槽を用いた実験を行った。二重トレミー管を用いて土砂を投下した場合の濁質の拡散状況と、汚濁拡散を抑制するためにトレミー管と筒状の汚濁防止フェンスを組み合わせた新たな装置を用いた基礎的な実験を行ったものである。この結果、濁質の拡散状況について有効な知見が得られたのでここに報告する。

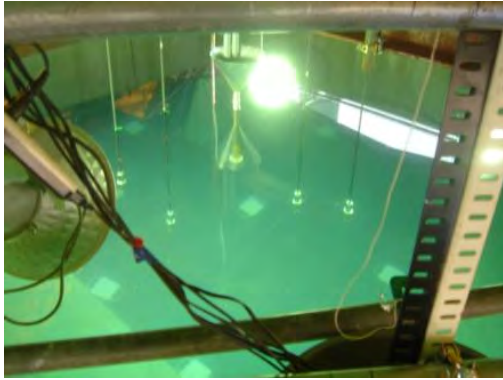


写真-1 大型水槽実験状況

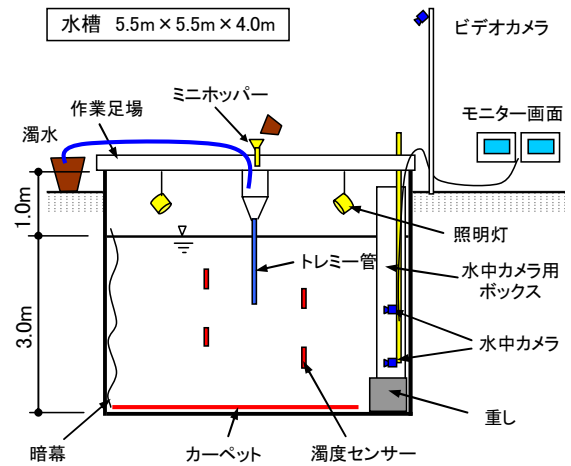


図-1 水槽実験装置概要

2. 実験概要

(1) 実験目的

想定したダム堆砂の処理方法は、土砂流入箇所において浚渫あるいは掘削した土砂をポンプ圧送にて湖上搬送し、貯水池中央付近の死水域にトレミー管を用いて投下する方法である。先に述べたように、この堆砂処理方法については貯水池内の濁りを可能な限り抑制することが重要なポイントとなる。トレミー管を用いるのは貯水池において形成される温度成層上部の高温層を避けて、下部低温層に土砂を投下する方法が濁質の拡散抑制の観点から有効と考えられるためである。

問題点としては、一般にトレミー管による土砂投下は筒先を底面近くまで近づけた状態で行うが、トレミー管の実用上の長さに限界があり、大水深の場合には筒先から底面までの間隔が大きくあいて濁り抑制効果が大幅に減少すると考えられる点である。また、大水深の場合、河川あるいは海洋工事のように汚濁防止フェンスで施工箇所全体をカバーするように設置するのは困難である。そこで、大水深に対応するものとして、トレミー管の周囲に限定して筒状汚濁防止フェンスを取り付ける新型トレミー管を考案した。

今回の実験は、通常のトレミー管を用いた場合の濁質拡散状況の確認と考案した方法の効果を検証することを目的に行ったものである。

(2) 実験装置

水槽実験には5.5m×5.5m×4.0mの大型水槽を用い、縮尺約1/12として、水深30m程度の場合を想定した実験を行った。水槽中央に架台からトレミー管を吊り下げ、土砂を3m水深（容量約91m³）の水中に投下し濁質の拡散状況を確認する実験である。図-1に装置概要を示す。

トレミー管には濁質の拡散抑制に効果があるとされる二重トレミー管⁴⁾を用いた。二重トレミー管は外筒管と

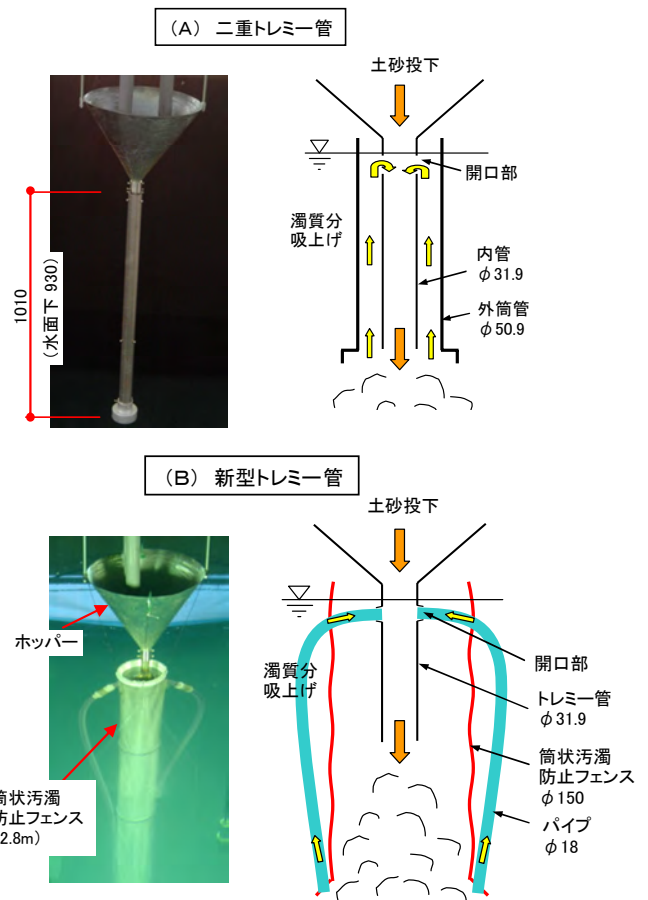


図-2 トレミー管

内管で構成され、内管上部に開口を設けた構造となっている（図-2・A右図参照）。土砂投入時に内管の上部開口部に負圧が発生し、濁質分が外筒管と内管の間から吸い上げられ、内管内に戻されることで濁質の沈降を促進し濁りの拡散を抑制する効果がある。今回の実験では1/12縮尺の模型として、外筒管φ50.9mm(t=1.7mm)、内管φ31.9mm(t=1.6mm)、長さ1,010mmの模型を製作して実験に使用した。水底からトレミー管の先端までの間隔

表-1 投入土砂の材質

種別	粒径 mm	平均粒径 mm	重量比率 %	材質
砂分	0.075~2.00	1.00	95	Aダム堆砂(ふるい分け)
濁質分	0.010以下	0.004	5	カオリン粘土

表-2 フルードの相似則による物理量

諸量		次元 (L-F-T)	比	実験
幾何量	水平	L	X_r	1/12
	鉛直	L	Hr	1/12
	面積	L^2	$H_r \cdot X_r$	1/144
	体積	L^3	$H_r \cdot X_r^2$	1/1,728
水理量	フルード数		1	1
	流速	$L \cdot T^{-1}$	$H_r^{1/2}$	1/3.5
	流量	$L^3 \cdot T^{-1}$	$X_r \cdot H_r^{3/2}$	1/499
	時間	T	$X_r \cdot H_r^{-1/2}$	1/3.5

表-3 実験ケース

No.	投入装置	投入土砂量			投入時間 (秒)
		砂分 (g)	濁質分+水 (g)		
			濁質分	添加水	
CASE-0	二重トレミー管	0	5.6	500	-
CASE-A	二重トレミー管	1,900	100	9,000	60
CASE-B	新型トレミー管	1,900	100	9,000	60

は2.07mとした。

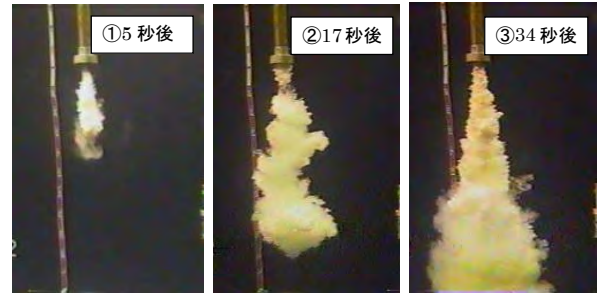
図-2に示す(B)新型トレミー管は、トレミー管の周囲に水底付近まで届く筒状の汚濁防止フェンスを取り付けたものである。実際の汚濁防止フェンスのカーテン部に用いられる合成繊維性の布地を用いて筒状のフェンスを製作し、形状保持用のリングを50cmピッチで取り付けた。直径はトレミー管径の約5倍のφ150mmとし、水底から先端までの間隔は0.2mとした。併用するトレミー管は二重トレミー管の内管(φ31.9mm)と同じ管径・長さのもので、上部に開口部を設けており、負圧が発生すれば取り付けたホース(φ18mm)から濁質分を吸い上げる機構を付加した。

(3) 投入土砂および実験ケース

本実験では土砂のポンプ圧送を想定し、加水した土砂を投下した。材料分離を避け土砂落下状態を安定させるため、土砂材料を砂分と、濁質分に水を加え攪拌混合したものに別ルートから同時に投入し、ホッパー内で混合して投下する方法を採用した。

土砂材料の砂分は、Aダムにて採取した堆砂を使用した。縮尺を考慮して粒径範囲0.075~2.0mmの砂分のみ使用、濁質分はカオリン粘土(平均粒径4μm)にて代用することとし、Aダム堆砂の既往の粒度分布データから濁質分の含有量を5%に設定した。投入土砂の材質を

CASE-0



CASE-A

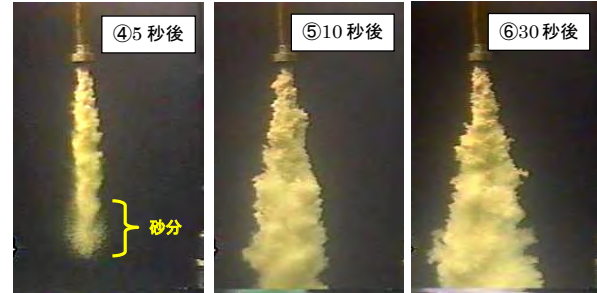


写真-2 土砂投下直後の濁質の拡散状況

表-1に示す。重力が支配的な流れの場合、模型実験はフルードの相似則に従って行われる。本実験では縮尺を1/12に設定し表-2に示す相似率から、施工時土砂投入量を300m³/hr(土砂:押水=1:9)として、投入土砂量は1/499倍、約10L/minとした。濁質沈降後の挙動を確認するため投下時間は60秒以内とし投入土砂量を少なくした。

実験ケースを表-3に示す。二重トレミー管を用いて濁質分+水のみを少量投下したCASE-0、砂分と濁質分+水を投下したCASE-A、新型トレミー管を用いて同量の砂分と濁質分+水を投下したCASE-Bの3ケースの実験を行った。

(4) 計測および記録方法

計測項目は、水温、濁度とし、濁質の拡散状況はビデオカメラによって記録した。大型水槽は天蓋にて覆い日光の影響を遮断するとともに、撮影画像の鮮明度を高めるため暗幕を水槽壁面に張り、水槽底にも一部カーペットを設置した。また、撮影用の照明として1,000Wの水銀灯4基を設置した。水中撮影は撮影用の窓を設けたφ400mmの塩ビ管を沈めて、中にビデオカメラを2台セットして行った。また、ビデオカメラは水槽の上部にも1台設置して、濁質の面的な拡散状況を撮影記録した。

濁度については濁度センサーを4台設置して連続的な計測を試みたが、撮影画像を優先して土砂投下量を制約したために、センサー位置で計測可能な濁度に達せず有効なデータは得られなかった。したがって、濁度について

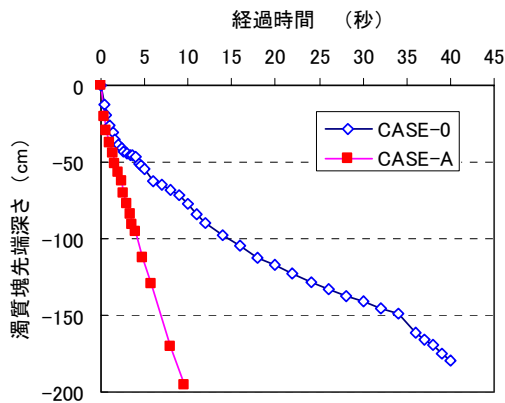


図-3 濁質塊の沈降速度 (CASE-0,A)

ては採水して計測する方法に切り替えた。

3. 実験結果および考察

(1) 土砂投下直後の濁質拡散状況

土砂投下直後の濁質塊の状況を、CASE-0 と CASE-A の結果を比較して写真-2に示す。CASE-0 の場合は濁質分+水を数秒投下したのみであるが、濁水は数分にわたって筒先から緩やかに流れ出るため初期状態のみ比較した。砂分と濁質分を投下した場合、砂分が先行して沈降(写真-2④)、濁質分は土砂および水の投下によって生じる水流とともにすぐ後に続いて沈降する。30秒程度経過すると、どちらのケースでも土砂の筒先からの噴出形状がほぼ同様の角度、約12°で安定した状態を示すようになる(写真-2③, ⑥)。

図-3に濁質塊の沈降速度を示すがCASE-0 と CASE-A で大きな差が生じている。CASE-A では、投下直後の初速度約60cm/secが1秒後には約20cm/secに低下し、その後はほぼ同じ速度で沈降する。CASE-0 の場合は初速度約30cm/secが約6cm/secに急低下した後、約2cm/secまで緩やかに低下するが、濁質塊が数回に分かれて沈降する形になっており沈降状態は安定しない。

土砂投入によって生じる水の流れは、投入水によって生じる噴流と、レイノルズ数の小さい濁質分による拡散を伴う遅い流れと、砂分による速い流れの組み合わせられた複雑な挙動を示す。実験の結果から、濁質分の沈降および拡散は土砂および水の投入によって誘起される水流に支配されており、その影響範囲から外れた部分は渦流に乗って拡散しながら緩やかに沈降すると考えられる。

(2) 水底での濁質拡散状況の比較 (CASE-A, B)

CASE-A と CASE-B について、濁質塊が水底に到達した後の拡散状況を写真-3, 4に示す。CASE-A では濁質は水底に到達すると巻き上がりながら水平方向に拡散し

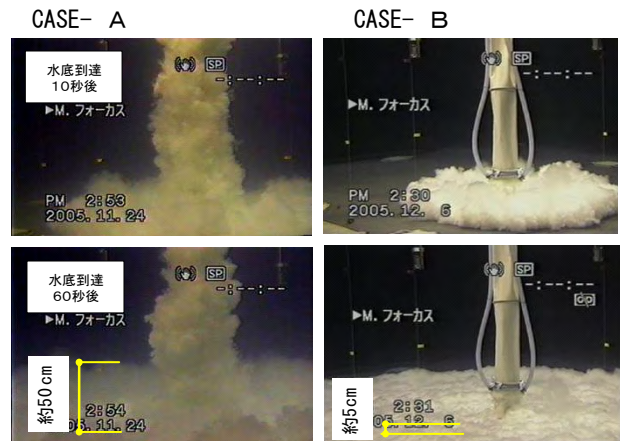


写真-3 濁質の拡散状況 (CASE-A,B)

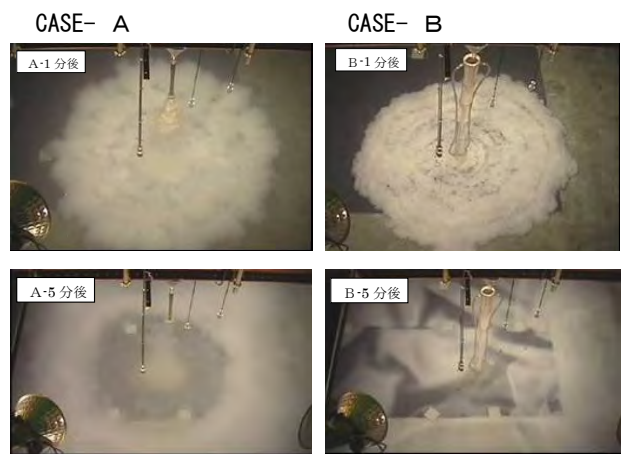


写真-4 濁質の面的な拡散状況 (CASE-A,B)

ていく。濁質塊は投下約2分後に水槽壁面に到達し、跳ね返っては中央に戻る動きを数回繰り返して約20分後には安定する。CASE-B では濁質塊は水底に到達すると同じように巻き上がりながら水平方向に拡散していくが、20秒程度の短い間に巻き上げ高さは低くなり細かな波状的な拡散を続ける。約2分後に濁質塊は壁面にあたり跳ね返ってくるが、水底に敷いたカーペット(やや凹凸がある)のへこみ部分に滞留し拡散がそこで止まっている部分もあり、数分で安定する。

水底での濁質の巻き上げ高さは、CASE-A では水底到達直後に30~40cmの高さまで達し、その後50cm程度で安定する。一方、CASE-B では水底到達直後に20cm程度の高さまで達するが、約20秒後には5cm程度まで低下してそのまま安定し、CASE-A の巻き上げ高さに比較すると約1/10程度と非常に低い状態となる。

CASE-A と CASE-B で拡散状態が大きく異なる理由としては、まず、筒状汚濁防止フェンスによって拡散が抑制されるため沈降時の濁質濃度が高いこと、水底到達時の濁質塊容積を比較すると4倍程度以上異なることが挙げられる。粒子群の沈降状態はその濃度によって変化し

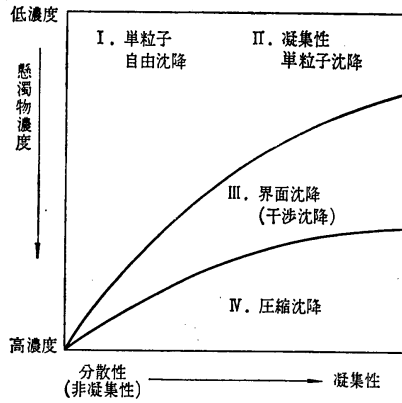


図-4 粒子群の沈降状態の変化
(水理公式集(昭和46年版)土木学会編より引用)

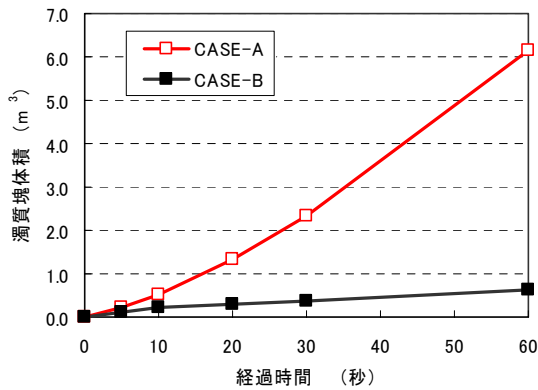


図-5 濁質塊体積の変化 (CASE-A,B)

高濃度になれば自由沈降状態から凝集性沈降、干渉沈降状態に移行する(図-4参照)。したがって、濁質分の濃度は粒子の沈降状態を大きく左右すると考えられる。

図-5は濁質塊の拡散面積(円形と仮定)と平均的な厚み(推定値)から算出した濁質塊体積の拡大状況を比較したものである。濁質塊の水底到達60秒後の体積は10倍程度の差が生じており、濁質濃度についても10倍程度異なると考えられる。

また、CASE-Bではわずかの間に濁質塊の巻き上げ高さが低下し安定した状態で拡散していく。これは、渦流の状態から整流状態に移行したと考えられ、筒状汚濁防止フェンスによって濁質の流れを安定させる整流効果のようなものが生じたと考えられる。トレミー管筒先から水底までの距離が大きく異なることも影響していると考えられる。

(3) 濁質の再浮上現象

土砂投下後水槽底に沈降した濁質は、数10分で揺動が収まりほぼ安定した状態となりしばらく変化しない。しかし、3~4時間後に濁質分の再浮上が始まり濁りが水槽全体に広がった状態となって3日間経過した後も同じ

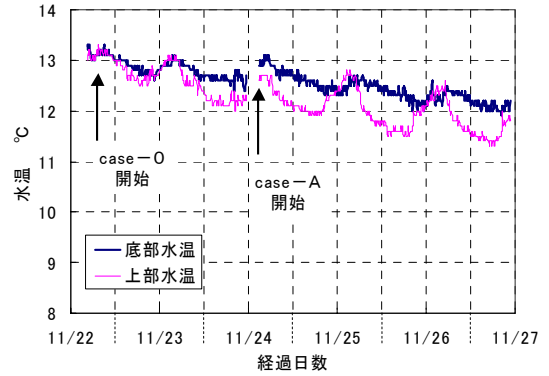


図-6 水温の変化 (CASE-0,A)



写真-5 濁質塊の再浮上 (CASE-A,B)

状態であった。この現象は少量の濁質と水のみを投下したCASE-0でも生じているので、投下土砂量などに関係なく水槽内の水の循環に伴って生じる現象と考えられる。図-6に示す水温の計測結果から、夜間に底部水温が上部水温より高くなる状態が確認されており、水槽内部で大きな熱対流現象が生じていたと推察される。

約24時間後の状況を比較したものを写真-5に示すが、再浮上後の状況はCASE-A、Bで異なる。CASE-Aの場合、透視度が1.0m程度で濁度が平均1.9度(FTU)であるのに対し、CASE-Bでは水底が目視出来る状態で透視度は3.0m以上、濁度は平均0.8度(FTU)で2倍程度の差が生じている。CASE-Bでは凝集沈降により微粒子のフロック化がより進行したものと考えられる。

4. まとめ

(1) 土砂投下時の濁質の拡散

大水深水域への土砂投下を想定し、投下時の濁りの拡

散状況を確認する大型水槽実験を行った。その結果、土砂投下に伴う濁質の拡散挙動について以下の知見が得られた。

- ①土砂投下時の水の流れは、投入水によって生じる噴流および砂分による速い流れが支配的であり、濁質分の拡散沈降はその影響を受ける。
- ②濁質の大部分はこの水流のついでに水底まで到達した後水平方向に拡散する。
- ③濁質の一部は沈降の途中で主水流から逸れ、水平方向に拡がりながら緩やかに沈降する。
- ④一度沈降した濁質が水槽内の循環流のついでに再浮上する現象が生じる。

今回の水槽実験は濁質の拡散状況把握のために行った約1/10の縮尺モデルの基礎的実験であるが、濁質分は相似則に則った物性ではなく大水深での拡散状況を正確に反映させた実験とはいえない。また、水流の状態は投下土砂の粒径・量、添加水量などによって異なり、濁質分の乱流拡散については距離の影響を考慮する必要があるため、解析的な検討が必要と考えられる。

今後は、今回の実験結果を踏まえ新たな水槽実験を行うとともに、実験で確認した基本的な濁質の拡散状況を基に3次元熱流体解析を行うことによって、大水深での濁質の拡散状況を把握する方向で検討を進めたい。

(2) 新型トレミー管の効果

今回の実験では、二重トレミー管を用いた場合と新たに考案した新型トレミー管による濁り拡散抑制効果についても比較検証し、新型トレミー管の濁り拡散抑制効果が非常に高いことを確認した。新型トレミー管による効果としては以下の3点が考えられる。

- ①干渉沈降効果＝筒状汚濁防止フェンスによって濁質塊の濃度が高められ、土粒子の凝集沈降あるいは干渉沈降が生じて拡散が抑止される効果
- ②整流効果＝濁質塊をフェンス内に拘束することで大きな渦の発生を抑制し一様な流れに近づける効果
- ③沈降水深短縮効果＝筒状汚濁防止フェンスを水底近くまで下げることによって濁質塊の拡散域を小さくする効果

また、濁質再浮上の状態の違いからも新型トレミー管による拡散抑制効果が確認できた。新型トレミー管には二重トレミー管と同じく、負圧による濁質分の吸い上げ装置を付加したが、負圧による吸い上げ効果はどちらのケースでも確認できなかった。ただし、筒状汚濁防止フェンスが土砂投下時に断面が縮小するという現象がみられたので、負圧は発生していたと考えられる。筒状汚濁防止フェンスは、通常の汚濁防止フェンスの使用手法と

異なり、使用範囲を大幅に狭め限定することで、濁りの抑制効果が高くなることがわかった。実際の適用にあたっては、その吊り下げ深さや、内空のサイズ、調水池内の水流により下端が流されることへの対策など、さらなる検討が必要である。

参考文献

- 1) 上阪恒雄：貯水池の土砂管理，ダム技術，No.159，pp4-23,1999
- 2) 井上素行，米山望：揚水発電所貯水池における濁質挙動の制御，土木学会論文集，No.698/ II -58，pp45-55,2002
- 3) 秋山壽一郎，応新亜，浦勝，重枝未玲：有限な水深を有する静水中に直投された微細粒子群の数値シミュレーション，土木学会論文集，No.663/ II -53，pp43-53,2000
- 4) 五明美智男，飯田勲，矢内栄二：二重式鉛直管による土砂投入時の汚濁拡散・低減機構に関する現地観測，海岸工学論文集，第45-2巻，pp1186-1190,1998

免震レトロフィット工事における鉛直変位管理システムの開発

Development of Vertical Displacement Control System at Seismic Isolation Retrofitting

鈴木 亨 TORU SUZUKI

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA

中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI

免制震技術部 鈴木 信貴 NOBUTAKA SUZUKI

設計センター 蔵田 富雄 TOMIO KURATA

既存建物の柱を切断し免震装置を挿入して免震化を図る免震レトロフィット工事においては、免震装置の弾性変形による柱部材の鉛直変位を調整する手法が必須である。そこで、免震装置と柱躯体間に設置されたフラットジャッキに注入する無収縮グラウト材の圧力を調整することによって、鉛直変位を精度よく制御するシステムを開発した。本論文は、同システムの概要とその実施例について述べたものである。

キーワード：免震，耐震改修，変位，解析，積層ゴム，弾性変形

In the seismic isolation retrofitting by inserting isolators to the cut off parts of existing building column base, it is essential to have high precision techniques to adjust vertical displacement of columns member caused by the elastic deformation of isolator. To control the displacement, the system which controlled the pressure of no-shrink grouting materials injected into flat-jack installed between the isolator and the column base was developed. This paper described the outline and an execution result of this system.

Key Words: Seismic Isolation, Seismic Retrofit, Displacement, Analysis, Laminated Rubber, Elastic Deformation

1. はじめに

近年、既存建物の耐震改修工法として免震レトロフィットの適用が増加している。この工法は、既存建物の特定層を免震化することによって地震力を低減し、耐震性能を向上させる有効な補強方法である。しかしながら、施工に際しては、既存柱を切断するときに発生する鉛直変位や、積層ゴムが軸力を受けたときに発生する弾性変形が上部構造体に与える影響を最小限に抑えなければならない。そこで、筆者らは、免震装置と柱躯体間に設置されたフラットジャッキに注入する無収縮グラウト材の圧力を調整することによって、鉛直変位を精度よく制御するシステムを開発した。

本報では、同システムの概要と実施例を報告する。

2. フラットジャッキを用いた変位制御

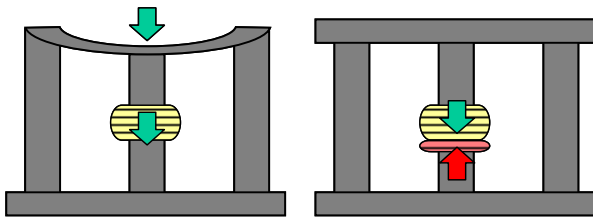
中間柱免震レトロフィット工事においては、既存柱

が負担している長期軸力を仮設柱（サポートジャッキ）で仮受けした状態で柱を切断し免震装置を取り付け、その後、仮設柱が負担している軸力を免震装置に戻すことによって工事が完了する。

免震装置に軸力を戻す際には、免震装置に弾性変形が生じ、その値は、積層ゴム系の免震装置では4～6mm程度となる。この値を考慮せずに免震装置にそのまま軸力を負荷させると、上部構造体に変形が生じ、ひび割れの発生等建物の機能に障害が生じる可能性がある。

この問題を解決する方法としては、免震装置に設置する段階で、予想される装置の弾性変形量をあらかじめジャッキアップする方法がある。しかしながらこの方法では、柱切断時の変位や装置の弾性変形量にばらつきがあることや、サポートジャッキの能力に限界があることなどから、施工精度を向上させることは困難である。

一方、筆者らが採用するフラットジャッキを用いた鉛直変位制御を行うことによって、次に示すように、これらの問題を解決して精度よい施工が可能となる。



フラットジャッキなし フラットジャッキあり
 図-1 上部構造体の鉛直変位



図-2 フラットジャッキの断面

フラットジャッキは薄型の風船型ジャッキである。同ジャッキを免震装置の躯体柱間に設置し、無収縮グラウト材を注入することによって、免震装置に弾性変形を生じさせると同時にサポートジャッキが負担している軸力を免震装置に戻すことが可能となる。フラットジャッキを使用した鉛直変位制御の概念を図-1に、フラットジャッキの断面を図-2に示す。

(1) 鉛直変位制御方法

フラットジャッキを用いて鉛直変位をコントロールするためには、その注入圧力を適切に管理する必要がある。これは、フラットジャッキに無収縮グラウト材を注入する際の圧力(荷重)は、免震装置の弾性変形量のほか、周辺架構(上部フレーム)の剛性等の影響を受けるためである。そこで、周辺架構を図-3に示すようにモデル化することによって、サポートジャッキを撤去した際の梁下の絶対鉛直変位(DG1)が0(施工前)となるような適切な注入圧力を求めることとした。

ここで、上部フレームの鉛直剛性(KF)、バイパスシステム(サポートジャッキ周辺治具)の剛性(KJ)は計測により直接求めることはできない。本システムでは、フラットジャッキへの無収縮グラウト材注入過程における計測値の変化よりこれらの値を計算により算出した。

3. 施工例

(1) 建物概要

本建物は、静岡市内にある10階建ての庁舎ビルである。建物の概要を以下に、建物の外観を図-4に示す。

建物名称：静岡県庁西館

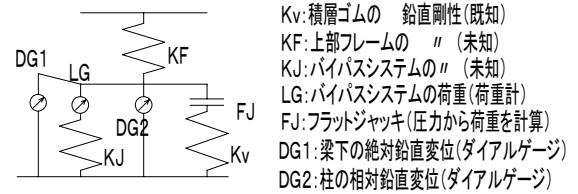


図-3 周辺架構のモデル化



図-4 補強建物の外観

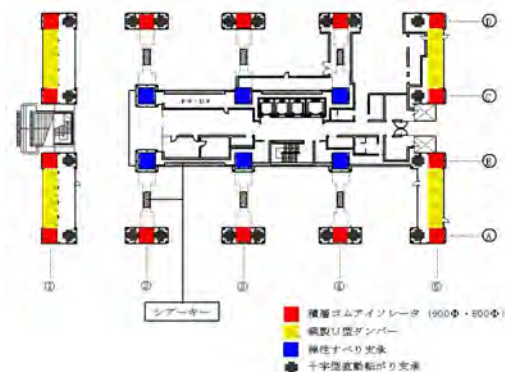


図-5 免震装置の配置

所在地：静岡県静岡市 高さ：GL+41.25m
 延床面積：17,253 m² 竣工年：昭和49年
 用途：1F；駐車場，2F以上；事務室
 階数：地下1階，地上10階，塔屋2階
 構造：SRC造(純ラーメン架構)
 基礎：べた基礎(支持層は洪積砂礫層)
 特徴：1階階高2.7m，2階床ボイドスラブ(t=300)
 1柱当たりの長期最大軸力16,000kN
 意匠性を考慮した多角形断面柱

本建物では、想定される東海地震に対して被災後も建物の機能を維持できること、補強工事期間中も2階以上事務室執務を継続することを大きな設計主題として、(株)日建設計において基本設計が行われた¹⁾。

(2) 免震装置の配置と施工手順

免震装置の配置を図-5に示す。外周部柱(長期軸力：8,000~10,000kN)に積層ゴムアイソレータ(14

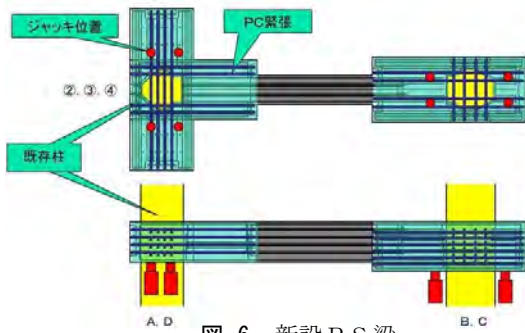


図-6 新設PS梁

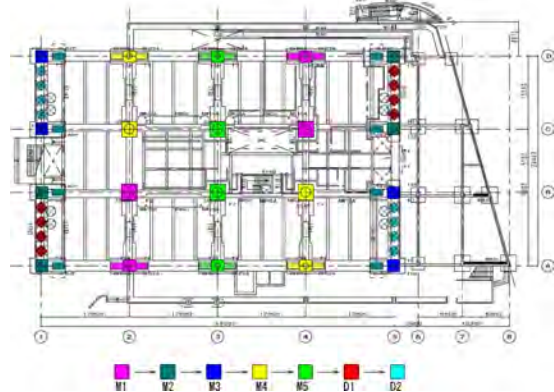


図-7 免震化施工サイクル

基：φ800,900)を配置し、コア部柱(長期軸力：16,000kN)には弾性すべり支承(6基)を配置する計画となっている。また、建物外周表面に鋼製U型ダンパーを16基配置することによって減衰を得ている。

免震化工事では、免震化後の上部構造基礎にあたる新設PS梁をジャッキ受け用躯体として利用した。新設PS梁の概要を図-6に示す。

免震化施工サイクルを図-7に示す。柱切断は対称性を考慮し、4柱を1セットとし5サイクルで行うこととした。

施工終了時での鉛直変位の精度目標は、「柱の絶対変位量3mm以内、隣接するスパン間の相対変位量2mm以内」と特記仕様書により指示されたが、積層ゴムアイソレータと弾性すべり支承ではその弾性変位量が異なるため、免震装置を設置後そのまま軸力を装置に戻すと鉛直変位量が大きくなることが予測された。そこで、本工事では前述したフラットジャッキを用いることによって積層ゴムの変位量をコントロールすることとし、弾性すべり支承においてはその弾性変位量が小さいので、予想される弾性変位量をあらかじめジャッキアップすることによって対応した。

(3) 施工手順の解析による検討

本工事では弾性すべり支承部分はその弾性変形が少ないため、ジャッキアップにより対応することとしたが、各施工段階においてPS梁に発生する応力やジャッキア

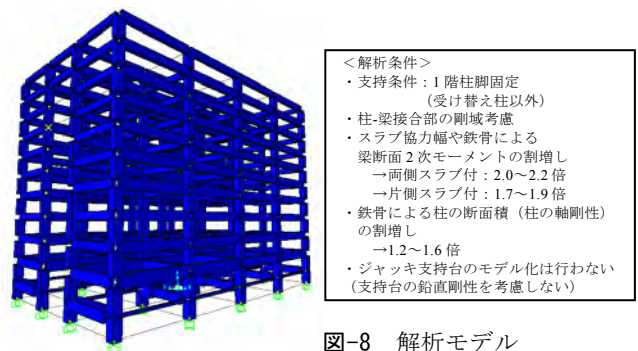


図-8 解析モデル

表-1 軸力の一覧

	1	2	3	4	5
D	7,551 kN	9,581 kN	9,571 kN	9,581 kN	7,551 kN
C	8,865 kN	13,720 kN	13,916 kN	12,722 kN	9,022 kN
B	8,865 kN	13,886 kN	15,328 kN	14,632 kN	9,022 kN
A	7,551 kN	9,581 kN	9,571 kN	9,581 kN	7,551 kN

表-2 荷重受け替え時の鉛直変位とジャッキ反力

種別	柱	部位	Step 1	Step 2	Step 3
鉛直変位 (mm)	C3	柱切断部	0.00	0.00	2.02
		C2	0.00	0.27	0.27
ジャッキ反力 (kN)	C3	a点	7,649	7,659	9,169
		b点	7,649	7,551	9,169
	C2	a点	-	4,903	4,550
		b点	-	4,903	4,550

ップ能力について解析による検討を行った。

a) 解析モデル

解析モデルを図-8に示す。モデルは立体フレームとし、柱脚支持条件は、切断前の柱については固定、切断後の柱についてはジャッキ位置をピン支持とした。また、柱脚部における軸力の一覧を表-1に示す。

b) 解析方法

図-7に示す施工サイクルのうち最終サイクル(M5サイクル)を模し、3通り柱を切断する過程を検討することとした。解析は以下のステップにより行った。

- Step1: B3(C3)柱を切断し、柱横(柱芯より1,500mmの位置)でジャッキ支持した状態
- Step2: Step1と同様にA3(C2)柱をジャッキ支持した状態
- Step3: 弾性すべり支承の弾性変形分をジャッキアップすることを想定し、B3(C3)柱を2mmジャッキアップした状態

c) 解析結果

各ステップにおける荷重受け替え時の鉛直変位とジャッキ反力を表-2に示す。ジャッキの反力はStep3におけるB3(C3)柱の反力が最大となり9,169kNとなった。これより、今回の施工においては、一箇所当たり4,900kN×2台=9,800kNのジャッキを使用することとし

表-3 最大応力と余裕率の一覧

Step	通り	通り間	梁記号	部位	位置記号	最大応力						部材断面			主筋			せん断補強筋			
						最大応力		圧縮		曲げ		b	D	Fc	部位	本数	径	at	本数	径	ピッチ
						Mmax kN・m	Qmax kN	σ_c N/mm ²	σ_b N/mm ²	σ_{σ} N/mm ²	σ_{σ} N/mm ²	cm	cm	N/mm ²			cm ²			cm	
12	A	-	PG2	2通り端	②	1834	4864	4.77	2.01	220	140	36	上下共	8	D32	63.52	4	D16	10		
13	2	A-B	PG4	変断面	③	382	20	0.00	0.95	100	140	30	上下共	2	D29	12.84	4	D16	10		
13	2	A-B		変断面	④	-226	324	0.00	0.55	100	140	30	上下共	2	D29	12.84	4	D16	10		
13	2	A-B		ジャッキ部	⑤	-941	8689	5.76	0.71	225	170	36	上下共	8	D29	51.36	4	D16	10		
13	2	A-B		B通り端	⑥	8345	8600	5.76	6.23	225	170	36	上下共	8	D29	51.36	4	D16	10		
13	2	A-B		B通り端	⑦	9620	9120	5.76	7.18	225	170	36	上下共	8	D29	51.36	4	D16	10		
13	2	B-C																			
13	B	2-3	G5	2通り端	⑩	-1030	235	0.00	2.13	50	220	30	上下共	4	D22	15.48	2	D10	20		

・余裕率の計算

Step	梁記号	位置記号	曲げ応力の検討												せん断力の検討							
			圧縮応力				引張応力				せん断力				せん断ひび割れ							
			σ_{\min} N/mm ²	fc(中期) N/mm ²	余裕率	判定	σ_{\max} N/mm ²	σ_{cr} N/mm ²	余裕率	判定	Qmax kN	QA(中期) kN	余裕率/QA	判定	Qmax kN	sQcr kN	余裕率/sQcr	判定				
12	PG2	②	-6.78	15	-2.21	OK	-2.76	3.42	-	-	4864	7659	1.57	OK	4864	7208	1.48	OK				
13	PG4	③	-0.95	12.5	-13.14	OK	0.95	3.12	3.28	OK	20	1687	88.01	OK	20	1589	82.54	OK				
13		④	-0.55	12.5	-22.76	OK	0.55	3.12	5.68	OK	324	1687	5.22	OK	324	1589	4.89	OK				
13		⑤	-6.46	15	-2.32	OK	-5.05	3.42	-	-	8689	10268	1.18	OK	8689	9601	1.10	OK				
13		⑥	-11.97	15	-1.25	OK	0.47	3.42	7.27	-	8600	10268	1.19	OK	8600	9601	1.12	OK				
13		⑦	-12.93	15	-1.16	OK	1.42	3.42	2.41	OK	9120	10268	1.13	OK	9120	9601	1.05	OK				
13		G5	-	-2.13	12.5	-5.87	OK	2.13	3.12	1.47	OK	235	1000	4.33	OK	235	1245	5.37	OK			

*せん断補強筋を考慮しない

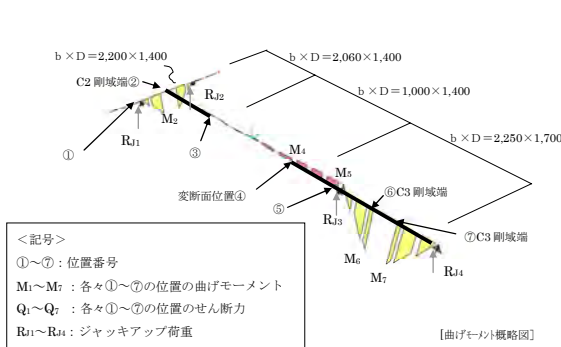


図-9 モーメント概要図

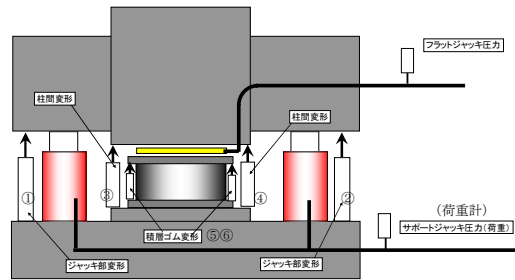
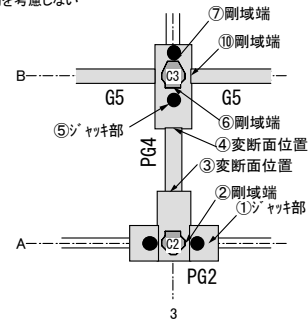


図-10 センサーの取り付けイメージ

表-4 センサーの一覧

No.	取付位置	計測期間
変位計① (CDP-25)	サポートジャッキ部	サポートジャッキセット時～ジャッキダウン時
変位計② (CDP-25)	層間鉛直変位	
変位計③ (CDP-25)	柱切断面鉛直変位	支保設置時～ジャッキダウン時
変位計④ (CDP-25)	(積層ゴムのみ)	
変位計⑤ (CDP-25)	積層ゴム鉛直変位	支保設置時～ジャッキダウン時
変位計⑥ (CDP-25)		
荷重計	サポートジャッキ荷重	サポートジャッキセット時～ジャッキダウン時
圧力計①	フラットジャッキ油圧	フラットジャッキグラウト充填時
電気式変位計本数	4本(中柱:すべり支承) 6本(側柱:積層ゴム)	
圧力計本数	1本	

た。また、柱切断部（軸力作用位置）とジャッキ支持位置が 1,500mm 偏心しているため、柱切断部の変形を 0mm とするためには、ジャッキ部では更なるジャッキアップが必要となり、その値は B3(C3)柱で 0.13～0.60mm 程度となった。また、B3(C3)柱においては、上部架構の剛性の違い (A-B 間, B-C 間の PG 梁の有無) によって、同じ荷重でジャッキアップした場合にジャッキ部の変位に差が生じ、その値は 1mm 程度となった。実施工においては、これらの値に注意して作業を進めることとした。

柱軸力受け替え時に生じる曲げモーメントの概要図を図-9 に、周辺梁の最大応力と余裕率の一覧を表-3 に示す。表-3 より、曲げ応力に対しては 1.14 倍以上、せん断力に関しては 1.13 倍以上（せん断補強筋は考慮せず）、せん断ひび割れに対して 1.05 倍以上の余裕率があることを確認した。なお、せん断ひび割れに対する余裕率が 1.05 倍と最も低くこれは Step3 においてであった。B3(C3)柱のジャッキアップの際は、せん断ひび割れの発生を重点管理項目とするとともに、隣接する柱(A3(C2))との相対変位を 2mm 以下に抑えて施工を行った。

(4) 計測システム

積層ゴム取り付け柱（フラットジャッキ使用柱）部分の柱廻りのセンサー取り付けイメージを図-10 に、取り付けしたセンサーの一覧を表-4 に示す。計測は柱切断

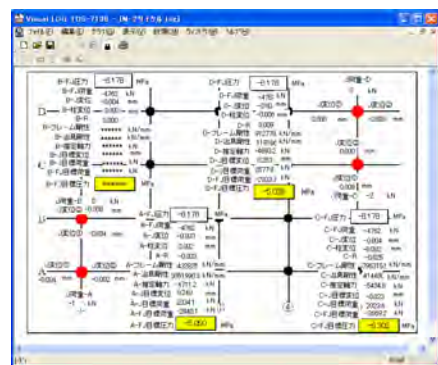


図-11 計測結果表示画面

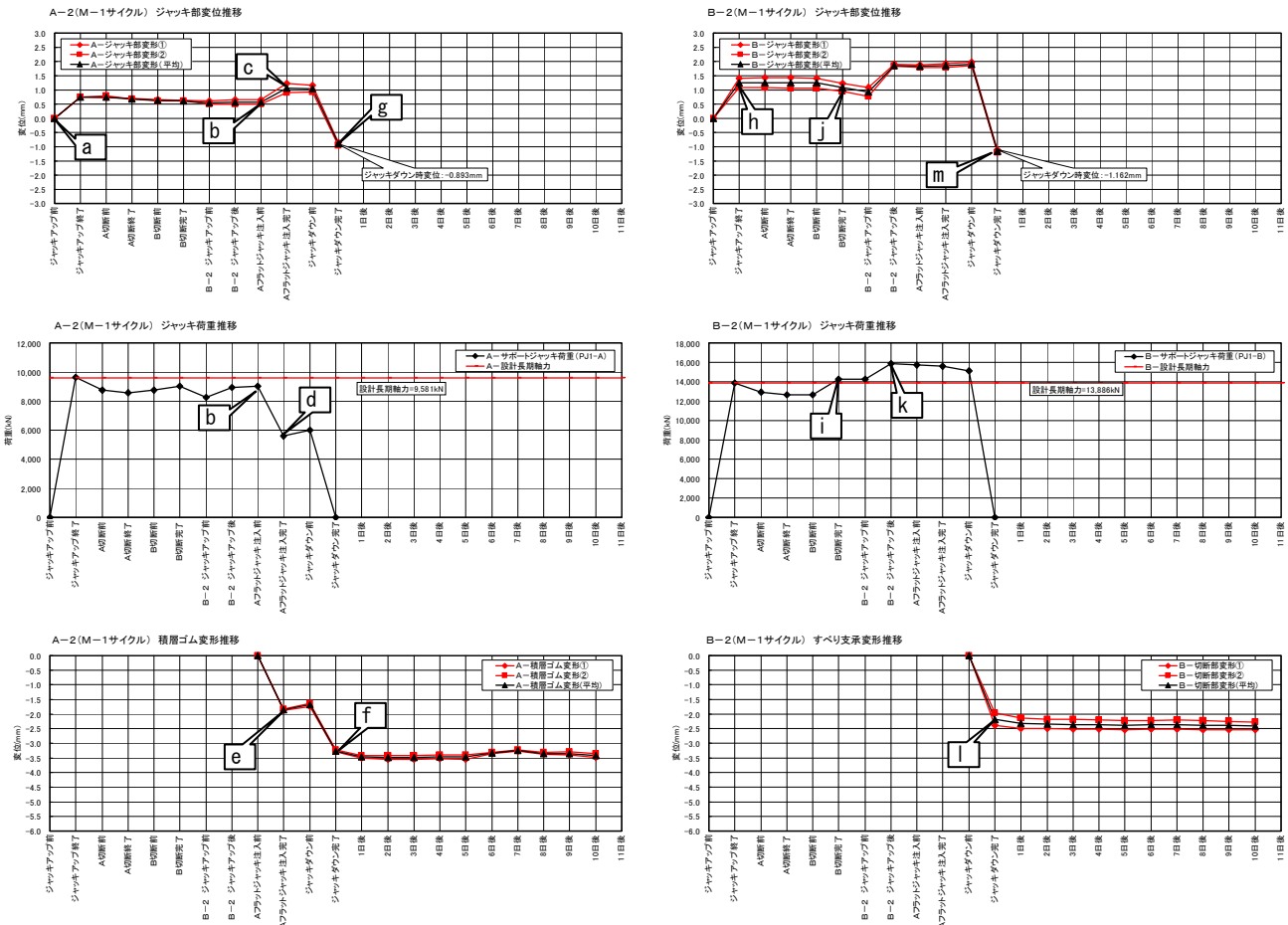


図-12 ジャッキ荷重と変位の推移

前から積層ゴムアイソレータに軸力が戻る（ジャッキダウン時）までの間継続して実施した（免震装置の変形量に関しては、作業工程上支障がない範囲で継続して計測した）。計測値は計測用コンピュータ上にリアルタイムで表示可能とし、フラットジャッキへの無収縮グラウト注入時には、適正な注入圧力を計算表示するシステムとした。計測結果表示画面を図-11 に示す。

(5) 計測結果

各工程におけるジャッキ部の変位、ジャッキ荷重、積層ゴムアイソレータの変位の推移の例（A-2,B-2 柱）を図-12 に示す。A-2 柱（積層ゴムアイソレータを設置）の推移は以下のとおりとなった。

- 設計長期軸力相当(9,581kN)をジャッキに負荷させることによって、その部分に 0.7mm 程度の変形が発生した(a)。
- その後、若干の荷重の低下が見られたが、柱切断時には荷重・変位ともに大きな変化は見られなかった(b)。
- フラットジャッキへの無収縮グラウト注入によって、ジャッキ部の変形は約 1mm となり(c)、ジャッキ荷重は約 6,000kN となった(d)。長期軸力の一部を積層ゴ

ムアイソレータが負担することによって、同装置に約 2mm の変形が生じた(e)。

- サポートジャッキを撤去（ジャッキダウン）することにより、全荷重が積層ゴムアイソレータにかかり、同装置はトータルで約 3.3mm 変形した(f)。
- ジャッキダウン時の同部変位は約-0.9mm であった(g)。
- また、B-2 柱（弾性すべり支承を設置）の推移は以下のようなった。
- 設計長期軸力相当(13,886kN)をジャッキに負荷させることによって、その部分に 1.2mm 程度の変形が発生した(h)。
- その後、若干の荷重の低下が見られたが、柱切断完了時に若干荷重が増加するとともに(i)、変位が下がる傾向を示した(j)。
- 弾性すべり支承の弾性変形分をジャッキアップすることによって、ジャッキ反力が約 16,000kN まで上昇した(k)。
- サポートジャッキを撤去（ジャッキダウン）することにより、全荷重が弾性すべり支承にかかり、同装置は約 2.2mm 変形した(l)。
- ジャッキダウン時の同部変位は約-1.2mm であった(m)。

表-5 ジャッキ部の最終変位

	1	2	3	4	5
D	-0.936	-1.187	-1.340	-1.381	-0.683
C	-0.906	-1.131	-1.581	-1.664	-0.905
B	-0.455	-1.162	-1.714	-1.971	-0.678
A	-0.631	-0.893	-1.739	-1.446	-0.785

積層ゴムの平均値: -0.998 mm
すべり支承の平均値: -1.537 mm

最大変位: -1.971 mm (B-4)
最小変位: -0.455 mm (B-1)

隣接する最大変位: 1.293 mm

表-6 免震支承の変形量

	1	2	3	4	5
D	-3.024	-4.152	-4.415	-3.211	-3.991
C	-4.130	-2.763	-2.898	-2.473	-6.153
B	-4.341	-2.173	-2.832	-3.021	-5.065
A	-3.207	-3.258	-3.859	-3.888	-3.232

表-7 ジャッキ荷重の一覧

	1	2	3	4	5
D	7,551 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 6,277 kN / 83.1%	9,581 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 9,300 kN / 97.1%	9,571 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 9,251 kN / 96.7%	9,581 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 8,910 kN / 93.0%	7,551 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 6,702 kN / 88.8%
C	8,865 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 8,661 kN / 97.7%	13,720 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 14,557 kN / 106.1%	13,916 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 14,687 kN / 105.5%	12,722 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 13,782 kN / 108.3%	9,022 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 9,291 kN / 103.0%
B	8,865 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 8,465 kN / 95.5%	13,886 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 14,253 kN / 102.6%	15,328 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 15,059 kN / 98.2%	14,632 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 15,401 kN / 105.3%	9,022 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 9,279 kN / 102.8%
A	7,551 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 6,488 kN / 85.9%	9,581 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 8,586 kN / 89.6%	9,571 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 9,189 kN / 96.0%	9,581 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 9,193 kN / 95.9%	7,551 kN サポート荷重 / サポート荷重 / 長期軸力 6,173 kN / 81.8%

(サポート荷重の合計: 203,505kN) / (設計長期軸力の合計: 207,648kN) = 98.0%

全柱における免震化工事終了後のジャッキ部の変位を表-5に、支承材の変形量を表-6に示す。積層ゴムアイソレータ部分の平均は-0.998mm、弾性すべり支承部分の平均は-1.537mmであり、両者の差は約0.5mmであった。また、表-5,6に示すように免震支承の変形は2~6mmあるのに対して、最終変位量は0.5~2mm程度であり、今回の変位制御手法により、装置個々の弾性変形や“なじみ”のばらつきを吸収し精度よく施工できたと考えられる。

(6) 長期軸力に関する検討

柱切断時のジャッキ荷重の一覧を表-7に示す。設計長期荷重に対する比率は82%~108%と若干のばらつきがあるが、トータル荷重は設計長期軸力に対して98%と非常によい対応を示しており、設計の妥当性を確認できた。

4. まとめ

免震レトロフィット工事においてフラットジャッキを使用した鉛直変位制御システムを開発した。これは、フラットジャッキに無収縮グラウト材を圧入する際に、その圧力(荷重)やサポートジャッキ荷重の変化、鉛直

変位等をリアルタイムで計測・計算することにより、適切な注入圧力を算出するものである。

本システムを実施工に導入し、精度よく施工が可能であることを確認した。

謝辞: 本研究で対象とした建物の改修設計ならびに施工計画に関しては、静岡県総務部財務総室庁舎管理室および(株)日建設計からご指導、ご助言を賜りました。ここに記して深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 小野潤一郎ほか: 柱脚部に回転拘束機構を持つ中間層免震レトロフィット(その1~4), 日本建築学会大会(近畿) 学術講演梗概集, 構造IV, pp.527-534, 2005.9
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.54, 1999
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp.140, 1999
- 4) 日本建築学会: プレストレスト鉄筋コンクリート(III種PC)構造設計・施工指針・同解説, pp.109, 1999
- 5) 東勝広ほか: 複合型免震レトロフィット構法の開発(その6), 日本建築学会大会(東北) 学術講演梗概集, 構造IV, pp.425-426, 2000.9

履歴型ダンパーの設置された制振建物の減衰評価に関する検討

Study on Damping Ratio of Building with Hysteretic Dampers

平田 裕一 YUICHI HIRATA

野田 博 HIROSHI NODA

作田 美知子 MICHIKO SAKUTA

本報告では、既存の減衰評価方法を整理し、その特徴をまとめている。また、各種減衰評価法の中から、システム同定を取り上げ、履歴型ダンパーを有する制振建物の履歴減衰評価を試みた。地震応答の非定常性により、履歴減衰定数が時間とともに変動することが示されている。また、減衰定数をパラメータとした風応答解析結果から、最大変形時の定常ループから定まる減衰定数を用いた応答量は、過小評価される傾向にあることが確認された。

キーワード：減衰定数、減衰評価方法、システム同定、履歴減衰

In this paper, the evaluation methods of damping ratio and those characteristics are compiled. The evaluation of the hysteretic damping ratio was made against a building with the hysteretic dampers. It is shown that the hysteretic damping ratio varies with elapsed time for non-stationary vibration of the earthquake. It is also recognized by the parametric studies that the wind response using the damping ratio evaluated by the stationary loop of maximum deformation are underestimated.

Key Words: Damping Ratio, Evaluation Method, System Identification, Hysteretic Damping

1. はじめに

近年、性能設計の必要性が高まる中で、要求される性能を満足させるために制振構法を用いた事例が増加している¹⁾。制振建物の減衰性能を適切に評価することは設計上重要である。しかしながら、減衰性能の評価方法は数多く、用いる方法により結果が異なることがある。

本報告は、一般に用いられている減衰評価方法を整理するとともに、履歴型ダンパーを有する制振建物の地震および風応答解析を行い、その応答解析結果から履歴減衰の評価を試みている。

2. 減衰性能評価法

(1) 減衰性能評価法の分類

構造物の減衰性能は、減衰定数で表すことが一般的であり、その評価は以下のような三種類に分類される¹⁾。

- ・自由振動波形から推定する方法
- ・周波数応答から推定する方法
- ・時刻歴波形から直接推定する方法

(2) 自由振動波形から推定する方法

a) 自由振動波形の推定

構造物の自由振動波形が得られれば、減衰定数が推定できる。自由振動波形の取得は、構造物に自由振動させる場合と時刻歴波形から抽出する方法がある。自由振動を生じさせる方法には、起振機、人力、制振装置等が利用される。時刻歴波形から抽出する方法は、構造物への入力波形が白色雑音の場合、応答の自己相関関数が自由振動波形と一致するという性質を利用するものである。自己相関関数の推定方法としては、定義に基づいて直接計算する自己相関関数法と、データから部分サンプルを取り出し平均をとる RD 法が代表的なものである。

b) 減衰定数の評価

減衰定数の評価法は、波形の振幅比から対数減衰率を求めて計算する方法と、カーブフィッティングによる方法がある。カーブフィッティングは、振幅以外の情報も利用する推定である。

(3) 周波数応答から推定する方法

a) 周波数応答の推定

周波数応答の推定方法は、振動数を逐次変えて正弦波

加振し周波数応答曲線を直接得る方法と時刻歴波形から抽出する方法がある。正弦波加振を行う方法としては、起振機や制振装置が利用される。

日野³⁾によれば、周波数応答を抽出する方法は、Blackman-Tukey法、FFT法、MEM法がある。

Blackman-Tukey法でパワースペクトル密度を計算するには、自己相関関数を定義に従って計算し、それをWiener-Khintchineの関係に基づいてフーリエ変換することになる。相関関数を經由するので、相関法あるいは間接法と呼ばれることもある。これに対して、FFT法は、相関関数を經由せずに直接スペクトルを求める方法である。相関関数を經由しないところから、直接法と呼ばれる場合もある。Blackman-Tukey法もFFT法も、スペクトルの平滑化³⁾を行うことが必要である。測定時間を多くしても精度の本質的な向上にはならない点に注意が必要である。MEM法は、情報のエントロピーを最大にするようにスペクトルを決定する方法である。自己相関関数を經由するYule-Walker法と自己相関関数をあらかじめ推定しないBurg法とがある。得られたスペクトルから、伝達関数を推定する方法としては、文献4)によれば、以下に示す3通りがある。文献1)には、構造物の基礎部と頂部の伝達関数を求めるには、式(1)が適していると述べられている。

$$H_1(\omega) = \frac{S_{XY}(\omega)}{S_{XX}(\omega)} \quad (1)$$

$$H_2(\omega) = \frac{S_{YY}(\omega)}{S_{YX}(\omega)} \quad (2)$$

$$H_R(\omega) = \frac{S_{XY}(\omega)}{|S_{XX}(\omega)|} \sqrt{\frac{S_{YY}(\omega)}{S_{XX}(\omega)}} \quad (3)$$

ここに、

$S_{XX}(\omega)$: 入力のパワースペクトル密度

$S_{YY}(\omega)$: 出力のパワースペクトル密度

$S_{XY}(\omega), S_{YX}(\omega)$: 入出力のクロススペクトル密度

b) 減衰定数の評価

周波数応答からの減衰定数の評価方法には、応答倍率を用いる場合は $1/\sqrt{2}$ 法が、パワースペクトル密度を用いる場合はハーフパワー法が用いられる。減衰定数が大きく応答倍率のピークの幅が広がる場合には、位相曲線の $f/f_0=1$ (共振点)の勾配から減衰定数を評価する方法がある。また、周波数応答の理論式をカーブフィッティングすることによって減衰定数を評価する方法も用いられている。カーブフィッティングは、周波数応答曲線を利用する場合と伝達関数のナイキスト線図、逆ナイキスト線図を用いる場合がある。

(4) 時刻歴波形から直接推定する方法

a) システム同定

時刻歴波形から直接推定する方法は、システム同定手法を用いる。システム同定のモデルは、入力、出力、誤差の3つの項目から構成される点に特徴があり、出力と誤差の2つの項目から構成される時系列解析のモデルとは区別されている。

システム同定のモデルには、構造物の剛性や減衰係数などを直接未知量とする物理モデルと、入出力間のデジタルフィルタとしてモデルが構成される非物理モデルがある。前者には、状態空間モデルや通常の応答解析を利用するものがあり、後者には、多項式モデルがある。

多項式モデルは、一般的に次式で表され、そのモデル係数の取り方によって表-1に示すようなモデルが考えられている⁵⁾。

$$A(q)y(k) = \frac{B(q)}{F(q)}u(k) + \frac{C(q)}{D(q)}w(k) \quad (4)$$

ここに、 u : 入力信号、 y : 出力信号、
 $u(k) = u(k\Delta T)$ 、 $y(k) = y(k\Delta T)$ 、 $k = 0, 1, 2, \dots$
 ΔT : サンプル時間、 w : 白色雑音
 q : 時間シフト演算子 ($q^{-1}u(k) = u(k-1)$)
 A, B, C, D, F : q の多項式

表-1 多項式モデル

モデル	条件	入出力の伝達関数G(q)	雑音の伝達関数H(q)
ARX	C=D=F=1	B/A	1/A
ARMAX	D=F=1	B/A	C/A
FIR	A=C=D=F=1	B	1
OE	A=C=D=1	B/F	1
BJ	A=1	B/F	C/D

各モデルの未知パラメータは、予測誤差の分散を最小化する方法や予測誤差と入出力データとの相関をなくす方法等によって定められる。

b) 減衰定数の評価

システムが線形で連続関数の場合、システムの伝達関数は、ラプラス変換により、 s 平面で表示される。システムの特徴である固有振動数と減衰定数は、伝達関数の極から容易に計算できる。これに対して、システム同定のモデルは離散時間のモデルである。システム同定のモデルで用いられる時間シフト演算子は、 z 変換と同じものと見なせるので、システム同定モデルの伝達関数は、 z 平面で表示されていると見ることができる。システムの特徴(固有振動数、減衰定数)が伝達関数の極で表されることは s 平面の場合と同様なので、 z 平面の極と s

平面の極の関係が分かれば、システム同定モデルの極(z 平面)から s 平面を介して減衰定数と固有振動数を計算できることになる。この関係は、連続時間系での ΔT 秒の遅れ(平行移動)が、 s 平面では $e^{-s\Delta T}$ の乗算に変換されること、および離散時間系のサンプリング時間が ΔT 秒の場合、 ΔT 秒の遅れは z 平面の z^{-1} のものであることから、 $z=e^{-s\Delta T}$ として表される⁶⁾。この関係から、システムの固有振動数、減衰定数は、それぞれ式(5)、式(6)で与えられる。

$$f_j = \frac{|\log_z p_j|}{2\pi\Delta T} \quad (5)$$

$$h_j = \frac{-\log|z p_j|}{2\pi f_j \Delta T} \quad (6)$$

ここに、 f_j : j 次振動数、 h_j : j 次減衰定数、
 $z p_j$: z 平面における伝達関数の極、
 ΔT : サンプリング時間

3. 履歴型ダンパーの減衰評価

(1) 解析対象

解析対象は、各層に弾塑性履歴ダンパーを配置した RC 造30階の集合住宅である。建物形状は幅、奥行き、高さをそれぞれ $B \times D \times H=30\text{m} \times 30\text{m} \times 96\text{m}$ とした。建物の層重量は、単位面積当たりの重量を $w=10.78\text{kN/m}^2$ として定めている。建物主架構の剛性分布は、 A_i 分布から定まる層せん断力分布に比例する分布形状を仮定し、主架構のみの周期が $T=0.025H=2.4$ 秒になるように設定した。なお、居住性レベルの振動を検討するため、主架構は弾性とした。配置したダンパー量は、剛性は主架構に対する剛性比を $\alpha=0.4$ 、降伏耐力は、主架構の耐力を $D_s=0.35$ と考えて、全耐力に占める割合を 5% とし、耐力上昇を 1.5 倍としている。復元力特性は、耐力上昇型のトリリニアモデルである。なお、層間変形に占める主架構の曲げ変形量+ダンパー取り付け部変形量の割合を、頂部で 0.8 となる線形分布とし、ダンパーの剛性を低減することで評価している。

(2) 解析方法

振動モデルは、30質点の等価せん断モデルである。主架構の減衰は内部粘性型で $h_1=3\%$ であり、主架構のみの周期に対して設定している。ダンパーの内部減衰は無視している。この建物モデルにより、地震応答解析ならびに風応答解析を行った。

履歴型ダンパーの履歴減衰を評価する方法には、地震応答では、システム同定で多用される ARX モデルを用

いた。ARX モデルは線形モデルのため、通常弾塑性応答には適用されないが、ここでは履歴型ダンパーの等価減衰定数を評価するために用いている。地震応答の解析パラメータは減衰定数を評価する波形区間長である。対象とした波形区間の開始点はすべて 0 秒であり、終了点は、3 秒から 10 秒までを 1 秒ピッチ、それ以降は、10 秒ピッチで設定した。50 秒評価区間は地震動のほぼ全区間を評価対象とした場合である。風応答に関しては、通常入力が未知であることから、システム同定の適用が難しいので、最大応答変位での履歴ダンパーの等価粘性減衰定数から等価減衰係数を計算した後、物理モデルを用いて試行錯誤により補正することとした。

(3) 外力の設定

入力地震動は、ELCENTRO 1940 NS であり、最大速度を $v_{\max}=10\text{cm/s}$ に基準化している。層風力は Noda and Nakayama⁷⁾の手法を用いて、30層の層風力を同時に人工的に発生させた。風速はレベル 2 を想定して建物頂部で $U_H=56.2\text{m/s}$ とし、平均変位を有さない風直角方向振動を対象とした。

(4) 解析結果

地震入力を行った場合の頂部加速度の時刻歴波形を図-1に示す。最大応答加速度は $t=6.3$ 秒で発生し、 $\text{ACC}_{\max}=141\text{cm/s}^2$ である。100 cm/s^2 を超える加速度は $t=13$ 秒以降は見られない。

本解析では、15層より下層のダンパーが降伏している。代表的なものとして第5層のダンパー力の時刻歴波形を図-2に示す。図より、第5層では、 $t=5$ 秒で降伏点に達している。また、最大応答を示した $t=6 \sim 8$ 秒付近で、正負両方向に明瞭な塑性流れが見られる。

図-3に建物全体に入力される地震エネルギーの分担を示す。図-4は、履歴ダンパー部分のエネルギー吸収量である。図より $T=3$ 秒から 8 秒間で急激に地震エネルギーが投入されている。総エネルギー入力に占める履歴ダンパーの吸収エネルギーの割合は、約 19% であった。

図-5に、ARX モデルと式(5)、式(6)で評価した振動数、減衰定数を示す。図より、ダンパー降伏以前の評価区間で同定した振動数、減衰定数は、弾性振動数 1 次 $f_1=0.472\text{Hz}$ 、2 次 $f_2=1.196\text{Hz}$ および弾性時減衰定数 1 次 $h_1=2.66\%$ 、2 次 $h_2=7.15\%$ とほぼ対応している。ダンパーが降伏を始める 5 秒以降から 1 次、2 次ともに振動数が低下するとともに、減衰定数が増加する傾向が見られる。ダンパーに顕著な塑性流れが生じた 6 ~ 8 秒までの各区間の平均の固有振動数は、1 次 $f_1=0.461\text{Hz}$ 、2 次 $f_2=1.188\text{Hz}$ 、減衰定数は、1 次 $h_1=4.42\%$ 、2 次 $h_2=7.81\%$

である。この付近をピークとして、地震動の主要動が終了するにともない、固有振動数が再び増加し、減衰定数は、1次 $h_1=3.68\%$ 、2次 $h_1=7.01\%$ に収束している。本ダンパーの付加減衰は、波形全体を対象とする場合は、主要動を対象とする場合の約83%である。評価する目的に応じて適切な値を選択する必要があると考えられる。

図-6に風応答解析の結果を示す。風応答の場合も、15層より下層のダンパーが降伏している。図は、最大層間変位とダンパーの初期降伏耐力から等価粘性減衰定数と等価剛性を計算し、その値を用いた弾性応答解析と弾塑性応答解析結果を比較したものである。

図より、最大変位から想定した等価剛性と等価減衰では、応答量を過小評価している。そこで、等価減衰係数の値を0.8倍から0.4倍まで変化させた解析を行ったところ、応答加速度は0.4倍がよく対応し、応答層間変位は0.6倍がよい一致を示した。この時の複素固有値解析による減衰定数は、0.4倍が $h_1=3.61\%$ 、0.6倍が $h_1=4.06\%$ 、0.8倍が $h_1=4.51\%$ 、1.0倍が $h_1=4.90\%$ であり、0.4倍と0.6倍の平均が $h_1=3.84\%$ である。

風応答は定常応答と考えられるので、評価区間には影響しないと考えられるものの、実際の応答は各レベルの振幅が混在するので、最大振幅での履歴面積による減衰評価はやや過大になると思われる。

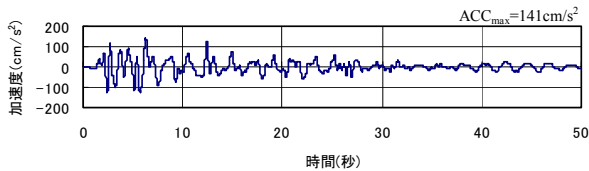


図-1 頂部応答加速度波形

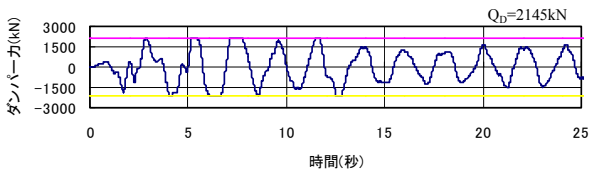


図-2 ダンパー力波形 (第5層)

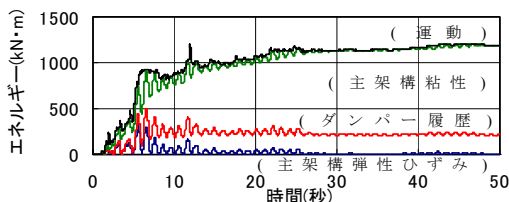


図-3 地震エネルギーの分担

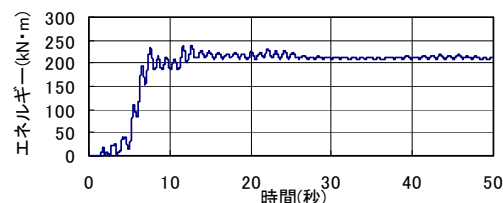


図-4 履歴ダンパーのエネルギー吸収量

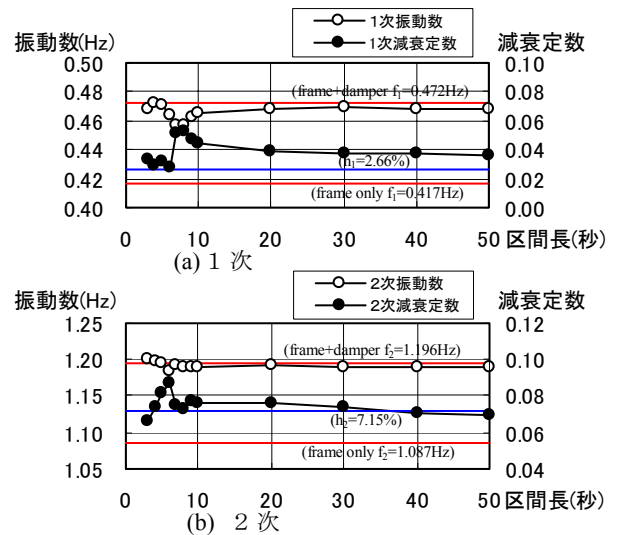


図-5 ARXモデルによる同定結果

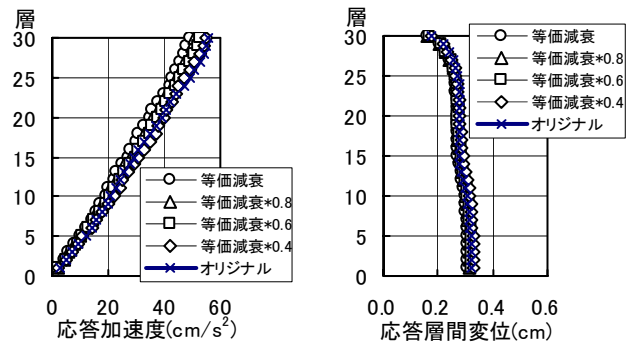


図-6 風応答解析結果

4. まとめ

既存の減衰評価方法を整理して示した。また、履歴型ダンパーを有する制振建物の地震、風応答解析に基づいた履歴減衰を評価し、地震では評価区間により減衰定数が大きく変動すること、風応答では最大振幅からの減衰評価が過大になることを確認した。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築物の減衰，2000
- 2) 日野：スペクトル解析，朝倉書店，1977
- 3) 大崎：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1994
- 4) 理論地震動研究会：地震動 その合成と波形処理，鹿島出版会，1994
- 5) 足立：MATLABによる制御のためのシステム同定，東京電機大学出版局，1996
- 6) 雨宮，高木：デジタル制御入門，オーム社，1986
- 7) H.Noda, A.Nakayama: Reproducibility of flow past two-dimensional rectangular cylinder in a homogeneous turbulent flow by LES, J. of Wind Eng. and Ind. Aero. 91, pp.265-278, 2003

フローティングネットを用いた 石油タンクの液面揺動抑制装置の開発

Development of Sloshing Damping Devices for Oil Storage Tanks using Floating Nets

中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI

谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI

立見 栄司 EIJI TATSUMI

鈴木 亨 TORU SUZUKI

野田 博 HIROSHI NODA

プラント部 松野 秀夫 HIDEO MATSUNO

プラント部 寒川 慎也 SHINYA SANGAWA

地震時の浮屋根式石油タンクの液面揺動による損傷対策として、フローティングネットを用いた液面揺動抑制装置を開発した。本報では、縮尺模型を用いた振動実験と実大タンクによる自由振動実験を実施し、フローティングネットの波高抑制効果を確認した。また、振幅依存性を考慮したフローティングネットの減衰定数推定式を導くとともに、本装置の設計法を提案した。

キーワード：石油タンク、液面揺動、フローティングネット、制震システム

As the sloshing resistant counter measure of oil storage tanks with floating roof at the earthquake, a sloshing damping device using the floating nets was developed. In this paper, the shaking table tests with a scale-down model tank and the free vibration tests with a real model tank were executed and the wave height control effect of the floating nets was confirmed. Moreover, the presumption equation of the damping factor of the floating nets which considered the amplitude dependency was derived and the design method of this device using the floating nets was proposed.

Key Words: Oil Storage Tanks, Sloshing, Floating Nets, Passive Response Control System

1. はじめに

2003年9月26日に発生した十勝沖地震では、苫小牧を中心に数多くの石油タンクの浮屋根が大きな損傷を受け、結果として全面火災となった事例が見られた¹⁾²⁾。これらの被害要因としては、地震の揺れに伴う内溶液の液面揺動（以下、スロッシングという）やスロッシングを引き起こす数秒から数十秒の長周期の地震動が関係していると考えられている²⁾。石油タンクの損傷対策は同種事例の再発防止の観点から重要な課題となってきている。

こうした背景のなか、今日までさまざまなスロッシング防止策に関する研究・提案³⁾がなされているが、有効かつ実用的な方法の開発が望まれている状況にある。

本研究は、当社保有技術である建物の制震装置アクア

ダンパー⁴⁾の技術を応用したスロッシング抑制装置を開発し、既設タンクの制震補強または新設タンクへの設置を提案するものである。

アクアダンパーとは、建物周期と同じスロッシング周

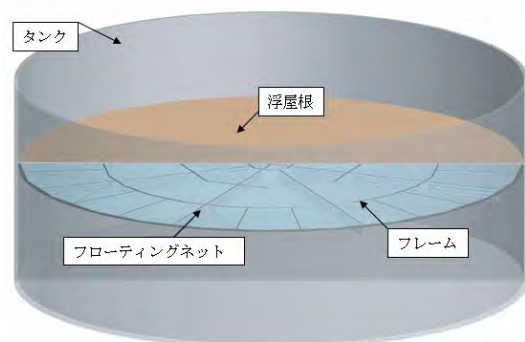


図-1 液面揺動抑制装置の概要

期をもつ直方体の水槽で水の動きに対して直交方向にネットを設置した同調系ダンパーである。石油タンクへの適用にあたっては、図-1 に示すように新たに浮屋根下に浮遊する独立したフレームを構築しフレームにネットを設置した（以下、フローティングネットという）。

本報では、石油タンクの縮尺模型を用いた振動実験を実施しフローティングネットの波高抑制効果の調査を行うとともに、振幅依存性を考慮したフローティングネットの減衰定数推定式を導いた。また、実大タンクによる自由振動実験を実施し減衰効果の確認および提案式の妥当性を検証した。

2. 実験概要

(1) 試験体

a) 模型タンク

表-1 に模型タンクの諸元を、図-2 に概要を示す。タンクは剛体、基礎固定モデルとして扱う。タンク内径 D は 3.28m、液面深さ H_l は 0.882m、内容液は水とした。対象タンクを 80m 級と 40m 級とした場合の模型タンクの縮尺はタンク内径の比で 1/25, 1/13 である。表-1 中の 1 次または 2 次スロッシング周期は式(1)⁵⁾による。

$$T_{sn} = 2\pi \sqrt{\left(\frac{D}{\epsilon_n \cdot g} \cdot \coth\left(\frac{\epsilon_n \cdot H_l}{D} \right) \right)} \quad (1)$$

ここで、 D : タンク内径 g : 重力加速度 H_l : 液面高さ ϵ_n : 1 次 3.68, 2 次 10.66

式(1) は円筒形の剛体容器内の液体を非圧縮性完全流体とし渦なしの場合を考えた場合の式で浮屋根と内容液の粘性は考慮していない⁵⁾。

b) 模型浮屋根とフローティングネット

図-3 に模型浮屋根とフローティングネットの概要を示す。浮屋根の模型は厚さ 2mm のアクリル板とした。曲げ剛性や質量効果についてはフローティングネット有無の効果比較対象用とするため考慮しなかった。

表-2 に模型フローティングネットの諸元を示す。フローティングネットは、円周方向と放射状に配置されたフロート材からなる独立したフレームと減衰要素であるネットで作られている。模型はアクリル板に直接ネットを取り付けたモデルとした。ネットは実開口率および見付面積が異なる 4 種類とした。実開口率および見付面積は抵抗要素となるフロート材やネット枠を含むものとした。等価受圧面積は加振直角方向にネットの見付面積を換算したものである。

表-1 模型タンク諸元

諸元	記号	単位	対象タンク		模型タンク
			80m級	40m級	
タンク内径	D	mm	82,000	42,640	3,280
タンク高さ	Ht	mm	30,000	15,600	1,200
液面高さ	Hl	mm	22,050	11,466	882
内容液	-	-	原油		水
液比重	ρ	-	0.828~0.887		1.00
粘性係数	μ	m/sec ²	0.00000716		0.000001
側板・底板の厚さ	ts,ta	mm	12.0~37.0, 12.0		12.0, 9.0
スロッシング周期	1次	Ts1	sec	10.88	7.85
	2次	Ts2	sec	5.58	4.03
縮尺比	Hl/D	-	1/25	1/13	-

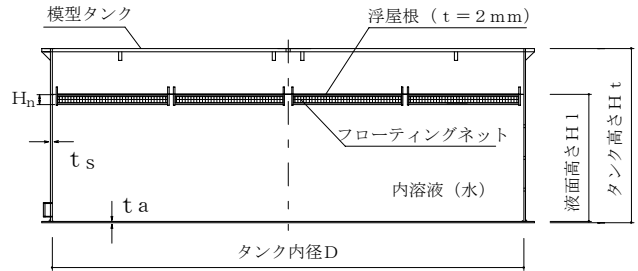


図-2 模型タンク概要図

表-2 模型フローティングネット諸元

ネット種類	ネット高さ	ネット径	ネット間隔	実開口率	見付面積 (半径分)	設置数	等価受圧面積
	Hn	d	l	β'	A		Ae
	mm	mm	mm	-	m ²		m ²
Type1	68	0.57	3.175	0.501	0.115	8	0.471
Type2	208	0.57	3.175	0.614	0.344	8	1.412
Type3	68	0.23	0.508	0.266	0.115	8	0.471
Type4	208	0.23	0.508	0.307	0.344	8	1.412

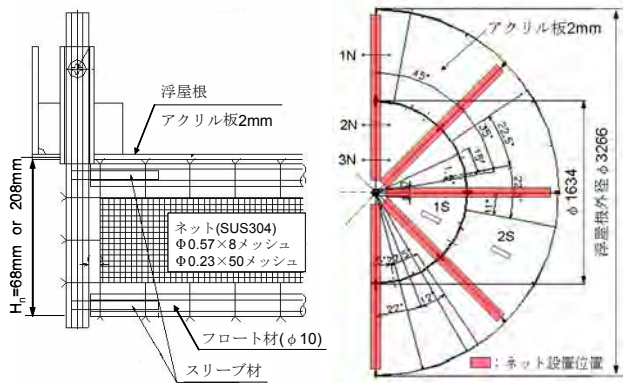


図-3 模型浮屋根・フローティングネット概要

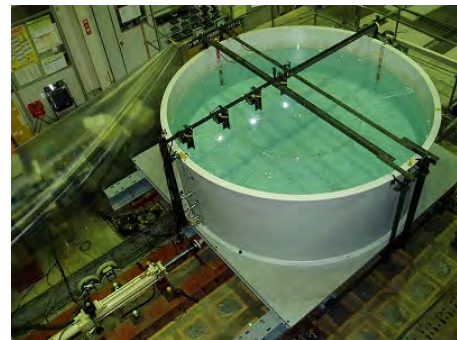


写真-1 振動台の外観写真

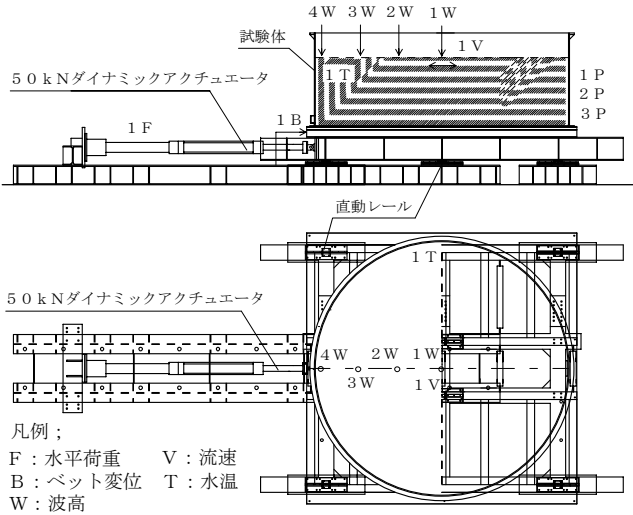


図-4 振動台概要

表-3 実験ケース

NO	実験ケース	フローティングネット有無	底板下部支持条件	備考
1	自由振動実験	無し	固定	減衰定数の算出
		有り		
2	スイープ実験	無し	固定	固有周期の確認 減衰効果の確認
		有り		
3	ランダム加振実験	無し	固定	地震時の挙動把握
		有り		

(2) 実験方法

写真-1 に振動台の外観写真を、図-4 に概要を示す。実験は、直動レール上にセットされた振動台を 50kN ダイナミックアクチュエータ(最大荷重 50kN, 最大速度 650mm/s, 振幅±400mm)を用いて加振することとした。

計測項目は振動台の水平荷重(F), 入力変位(B), 波高(W), 圧力(P), 流速(V), 温度(T), 浮屋根のひずみ(S), フローティングネットの差圧(N)とし、図-3 および図-4 に示す位置に設置した。

表-3 に実験ケースを示す。実験ケースは自由振動実験, スイープ実験, ランダム加振実験の 3 ケースとした。実験条件は各ケースにおいて水のみ, 浮屋根のみ, フローティングネットあり(TYPE1~TYPE4)の 6 種類とした。

表-4 に自由振動実験の加振パラメータを示す。自由振動実験は振幅依存性を含めた減衰定数を把握することを目的とし、波高をパラメータに 1 次スロッシング周期(後述するスイープ試験で得られた値)で加振を行った。入力波形は正弦波とし、タンク端部の波高が目標波高に到達後加振を停止し、浮屋根のない場合(水のみの場合)には波高計により、また、浮屋根のある場合(浮屋根のみおよびフローティングネットありの場合)にはレーザー変位計により浮屋根の変位を測定し波高を求めた。

表-5 にスイープ実験の加振パラメータを示す。スイ

表-4 自由振動実験の加振パラメータ

実験条件	振動数	目標波高	
	Hz	mm	
水のみ	0.456	10,15,20,30,40,50,70,80,90,100,120	
浮屋根のみ		5,10,40,50,60,70,80,90,100	
フローティングネット		TYPE1	10,20,30,50,60
		TYPE2	10,20,30,40,50,60
	TYPE3	10,20,30,40,50,60	
	TYPE4	10,20,30,40,50,60	

表-5 スイープ実験の加振パラメータ

加振条件	振動数	水平振幅			
		0.15mm	0.2mm	0.3mm	0.6mm
1	0.4~1.2Hz	○	—	—	—
2	1次モードピーク	—	○	○	—
	2次モードピーク	—	—	○	○

表-6 ランダム加振実験の入力地震動

NO	観測点	成分	原波				入力波形(模型タンク用)			
			継続時間 sec	加速度 mm/s ²	速度 mm/s	変位 mm	継続時間 sec	加速度 mm/s ²	速度 mm/s	変位 mm
1	HKD129 (K-NET)	EW	290.6	729	303	283	58.1	729	60.6	11.3
2		NS	290.6	867	242	193	80.6	729	84.0	21.8
3			290.6	867	242	193	80.6	867	67.1	14.8
4		H16 *	EW	556.9	1620	324	209	111.4	1620	64.8
5	556.9			1620	324	209	154.5	1620	89.9	16.1
6	NS		556.9	1343	418	207	111.4	1343	83.6	8.3
7			556.9	1343	418	207	154.5	1343	115.9	15.9
8										

《備考》*: 某製油所における観測記録

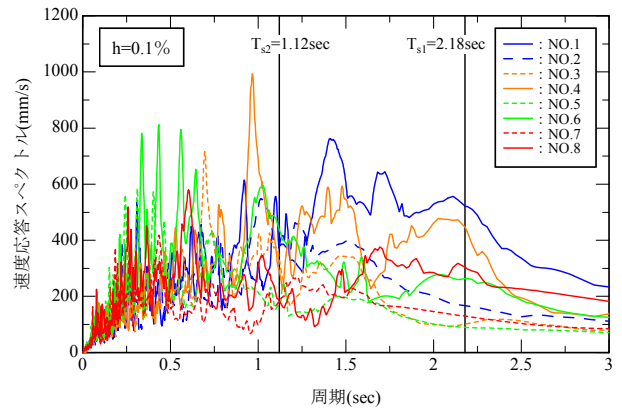


図-5 速度応答スペクトル(模型入力用)

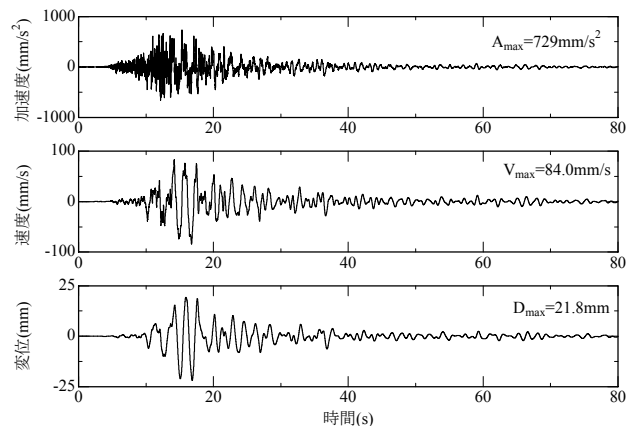


図-6 地震 NO.2 時刻歴波形(模型入力用)

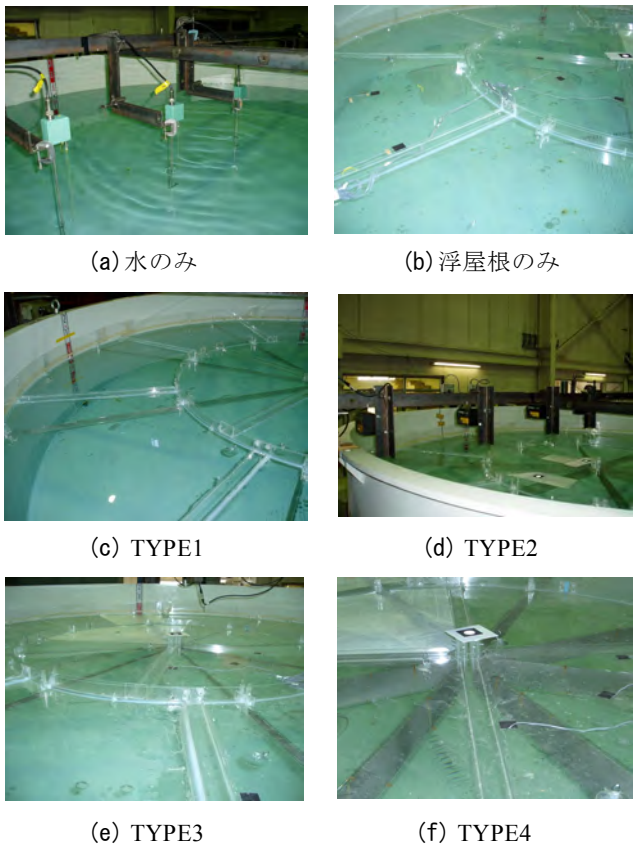


写真-2 実験状況

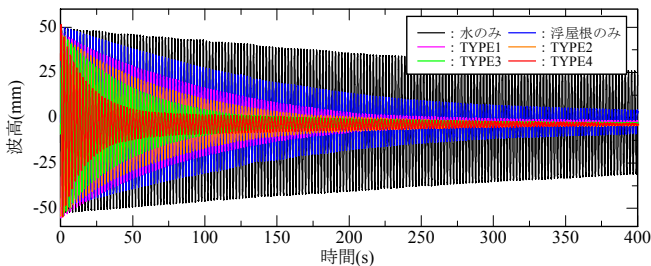


図-7 自由振動波形

ープ実験は固有周期の確認とフローティングネットの減衰効果を確認することとし、加振条件 1 では水平振幅 0.15mm、振動数 0.4~1.2Hz の範囲で 1/100~1/1000Hz 刻みで加振を行った。また、加振振幅依存性を確認するため 1 次と 2 次モードのピークで 0.2mm, 0.3mm, 0.6mm の振幅で行った(加振条件 2)。

表-6 にランダム加振実験の入力地震動を示す。ランダム加振実験はフローティングネットの地震時の挙動と減衰効果を確認することとした。入力地震波は 2 つの地点で観測された 2003 年十勝沖地震の EW・NS 成分の周期成分を変化させた 8 波形を採用した。図-5 に減衰定数 $h=0.1\%$ の速度応答スペクトルを、図-6 に地震 NO.2 の時刻歴波形を示す。模型への入力波形は加速度を実波形と同じにするため加振時間を縮尺比の逆数 L の $1/\sqrt{L}$ 、入力変位を $1/L$ とした。収録時間は 300 秒とした。

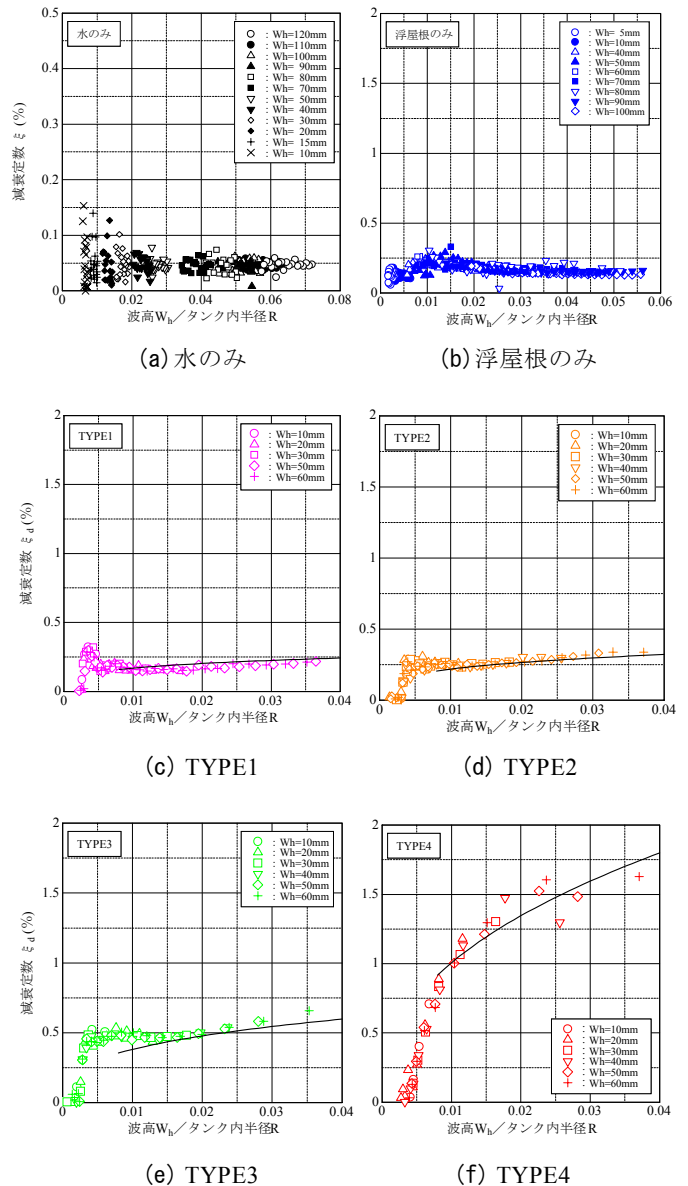


図-8 減衰定数と W_h/R との関係

3. 実験結果

(1) 自由振動実験

写真-2 に実験状況(全ケース共通)を、図-7 に代表的な結果として最大波高 50mm の自由振動波形を示す。図-8 に減衰定数と波高 W_h をタンク内半径 $R(D/2)$ で割った W_h/R との関係を示す。減衰定数は対数減衰率(サイクル数 4)により算出し目標波高ごとに加振停止後から 30 データをプロットした。波高は波の形状が凹側と凸側の平均値とした。フローティングネットの減衰定数 ξ_d は浮屋根のみの場合の減衰定数を差し引いた値とした。減衰定数は水のみで約 0.05%, 浮屋根のみで約 0.20%, TYPE1 で 0.15~0.20%, TYPE2 で 0.25~0.35%, TYPE3 で 0.45~0.65%, TYPE4 で 1.00~1.65%であった($W_h/R > 0.01$)。減衰定数の振幅依存性は水のみと浮屋

根のみの場合ではほとんど見られなかったが、フローティングネットの抵抗力が大きいタイプほど顕著に見られた。 ξ_d と W_h/R と関係式をフローティングネットの特性を表す指標である $C_D \cdot Ae/R^2$ をパラメータとして、実験結果を回帰させて式(2)に示す。式(2)の適用範囲は実験データを鑑みて $W_h/R > 0.01$ とした。

$$\xi_d = \left\{ 0.44 \cdot \exp^{0.77 \left(\frac{C_D \cdot Ae}{R^2} \right)} \right\} \cdot \left(\frac{W_h}{R} \right)^{0.05 \cdot \text{Log}_e \left(\frac{C_D \cdot Ae}{R^2} \right) + 0.24} \quad (2)$$

$$C_D = 6 \cdot (1 - \beta') \cdot \beta'^{-2} \cdot R_{ed}^{-1/3} \quad R_{ed} = \frac{u \cdot d}{\beta' \cdot \nu}$$

ここで、 W_h : 波高 R : タンク内半径 C_D : 抵抗係数
 Ae : 等価受圧面積 β' : 実開口率 R_{ed} : メッシュ径を考慮したレイノルズ数 u : 流速(式(4)による)
 d : メッシュ径 ν : 動粘性係数

(2) スイープ実験

図-9 に図-4 における測定点 1W~4W の振幅比(振動台の水平変位に対する波高の比)と振動数の関係を示す。図のプロットは各振動数において波高の時刻歴が定常状態になったときの平均値である。水のみ の 1 次と 2 次スロッシングのピーク振動数は 0.455Hz と 0.892Hz であり理論値(1 次固有振動数 $f_1=0.458\text{Hz}$, 2 次固有振動数 $f_2=0.892\text{Hz}$)との差異は小さい。フローティングネットの付加減衰は最大 2%程度であり 2%の減衰による固有周期の変化は $1/\sqrt{1-\xi^2}$ から 0.0004 と極めて小さく、

実験値と理論値との差異は減衰による影響ではないと考えられる。以後、本装置の減衰による固有周期の変化はないものとして考察を行う。2 次スロッシングではネットを設置することによりピークが高振動数に移行している。

図-10 に波高モード図を示す。モード図は波高最大時における 4 点での波高測定値を示しており、振幅を 5 倍して表示している。浮屋根を設置することにより 2 次モードが大幅に小さくなっているのがわかる。図-11 に浮屋根のみの場合の波高に対する各タイプの波高の比(波高比)を示す。2 次スロッシングでは明確な効果が見られないが、1 次スロッシングでは振動台の水平変位が大きくなるにつれて、フローティングネットによる波高抑制効果が大きくなっている。

(3) ランダム加振実験

表-7 に各実験条件における最大・最小値を示す。最大・最小値の発生時刻は、各ケースにおいて一致していない。表中の()は浮屋根のみに対する最大・最小値の比率(波高比)を示している。図-12 に代表的な結果とし

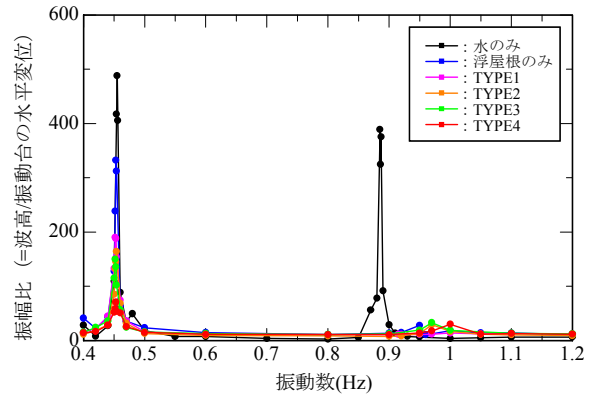
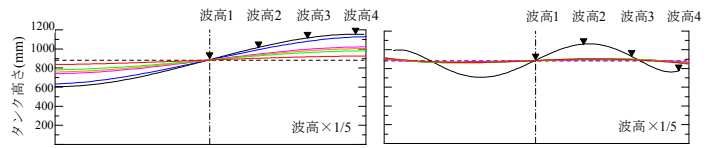
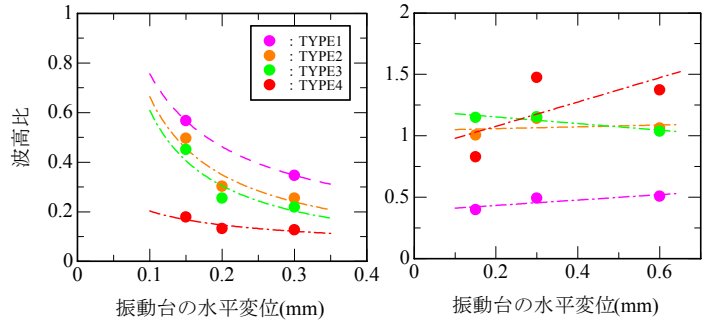


図-9 振幅比と振動数の関係



(a) 一次スロッシング (b) 二次スロッシング

図-10 波高モード図



(a) 一次スロッシング (b) 二次スロッシング

図-11 波高比

表-7 ランダム加振実験結果

実験条件	観測点: HKD129(K-net)								
	EW成分				NS成分				
	NO.1		NO.2		NO.3		NO.4		
	max	min	max	min	max	min	max	min	
水のみ	52.3	-62.2	-	-	92.1	-83.1	-	-	
浮屋根のみ	37.3	-35.7	208.5	-144.8	26.6	-31.6	174.1	-145.3	
フローティングネット	TYPE1	32.5 (0.87)	-45.7 (1.28)	177.1 (0.85)	-135.3 (0.93)	23.8 (0.89)	-27.9 (0.88)	68.0 (0.39)	-137.3 (0.95)
	TYPE2	35.4 (0.95)	-36.9 (1.03)	168.3 (0.81)	-127.5 (0.88)	26.6 (1.00)	-27.6 (0.87)	147.3 (0.85)	-131.7 (0.91)
	TYPE3	28.5 (0.76)	-37.6 (1.05)	149.65 (0.72)	-121.5 (0.84)	25.2 (0.95)	-28.8 (0.91)	138.1 (0.79)	-126.0 (0.87)
	TYPE4	27.2 (0.73)	-37.0 (1.04)	133.7 (0.64)	-105.9 (0.73)	21.3 (0.80)	-26.4 (0.84)	117.0 (0.67)	-109.7 (0.76)
実験条件	観測点: H16								
	EW成分				NS成分				
	NO.5		NO.6		NO.7		NO.8		
	max	min	max	min	max	min	max	min	
水のみ	28.8	-25.3	-	-	43.6	-35.7	-	-	
浮屋根のみ	24.6	-31.2	113.2	-97.2	39.1	-30.0	156.0	-119.9	
フローティングネット	TYPE1	25.7 (1.05)	-28.5 (0.91)	106.0 (0.94)	-89.5 (0.92)	38.0 (0.97)	-28.6 (0.95)	130.0 (0.83)	-132.2 (1.10)
	TYPE2	25.5 (1.04)	-27.4 (0.88)	97.9 (0.86)	-88.2 (0.91)	36.7 (0.94)	-30.2 (1.01)	119.5 (0.77)	-97.5 (0.81)
	TYPE3	29.3 (1.19)	-28.4 (0.91)	94.7 (0.84)	-87.5 (0.90)	38.4 (0.98)	-28.9 (0.96)	107.4 (0.69)	-88.4 (0.74)
	TYPE4	-	-	85.8 (0.76)	-73.5 (0.76)	-	-	81.1 (0.52)	-74.5 (0.62)

て地震 NO.2 の各実験条件の波高時刻歴を示す。浮屋根のみの場合の最大値 208.5mm の発生時刻は 49 秒であり、後揺れによる波高の増長が見られている。一方、フローティングネットあり(TYPE4)の最大値 137mm の発生時刻は 19 秒であり、地震の主要動で最大値が発生している。フローティングネットなしでは加振から終了 200 秒以上を過ぎても波高が約 50mm であったのに対して、フローティングネットありでは加振終了時間 80.6 秒にはほぼ波高は 0 になっている。全試験結果で最も効果のあった TYPE4 の波高比は発生時刻の異なる最大値での評価で 0.52、主要動部分の評価で 0.85 であった。

(4) フローティングネットの抵抗力

フローティングネットの抵抗力は式(3)(機械便覧による)で表される。

$$F_R = \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \rho \cdot u_i^2 \cdot Ae \tag{3}$$

ここで、 C_D : フローティングネットの抵抗係数
 ρ : 密度 u_i : i 方向流速 Ae : 等価受圧面積

C_D 算出の際に必要な最大流速 u_{max} は微小振幅を想定した速度ポテンシャル理論による式(4)で表される。

$$u_{max} = K \cdot \left(\frac{g \cdot \eta_{max}}{\omega} \right) \tag{4}$$

ここで、 K : 波数(= $2\pi/\lambda$) λ : 波長 g : 重力加速度
 ω : 角振動数(= $2\pi/T$) T : スロッシング周期
 η_{max} : 最大波高(波の片振幅)

図-13 に最大流速 u_{max} と最大波高 η_{max} との関係を示す。図-13(a) 中の直線は式(4)による理論値であり、プロットは水のみの場合の流速計と波高計の値である。実験値と理論値はおおむね一致しており u_{max} と η_{max} は線形関係とみなせる。図-13(b) に u_{max} と η_{max} の関係における抵抗係数依存性を示す。図中には抵抗係数が $C_D=0.6$ と 1.0 の 2 つ異なるデータ(解析値⁶⁾)をプロットしており、抵抗係数の違いによる u_{max} と η_{max} の関係に大きな差異は見られない。よって、フローティングネットを設置したときの u_{max} の算定も式(4)が成り立つものと考えられる。

4. フローティングネットの設計法の提案

(1) 設計フロー

図-14 にフローティングネットの設計フローを示す。推定手順を以下に示す。

- STEP1: 対象タンクの 1 次と 2 次スロッシング周期 T_{s1} , T_{s2} を式(1)により算定する。
- STEP2: 対象地域の液高制限に応じて目標波高 W_l を設定

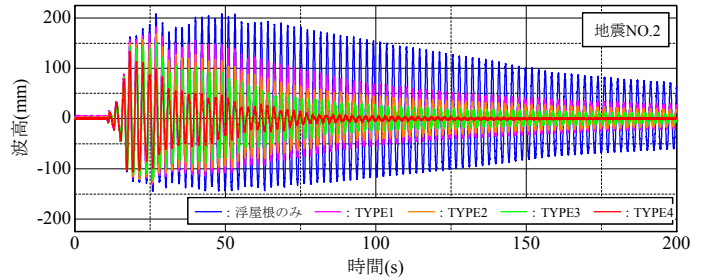
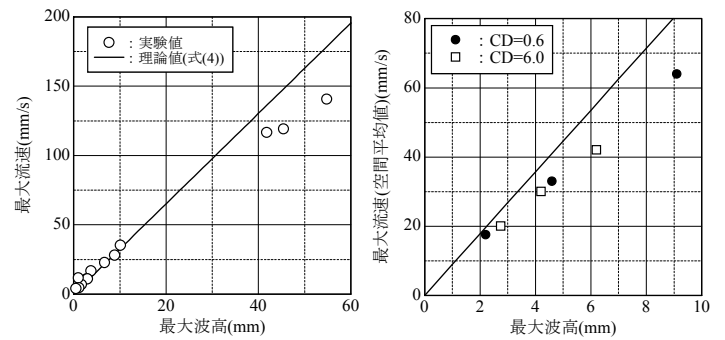


図-12 ランダム加振結果(地震 NO.2)



(a) 式(4)と実験値の比較 (b) 抵抗係数依存性

図-13 最大流速と最大波高の関係

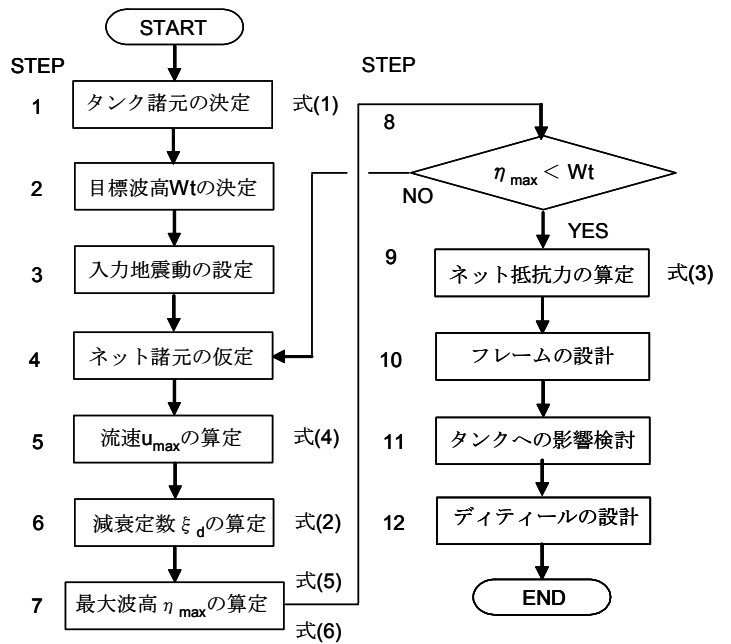


図-14 フローティングネットの設計フロー

する。

- STEP3: 入力地震動を設定する。一般的には、地域特性を考慮した告示波¹⁾が利用できる。
- STEP4: フローティングネットの等価受圧面積 A_e , 実開口率 β' を仮定する。
- STEP5: 目標波高 W_l 時の最大流速 u_{max} を式(4)により算定する。

STEP6: フローティングネットの抵抗係数 C_D および減衰定数 ξ_d を式(2)または実験により求める。

STEP7: 1次と2次スロッシング時の最大波高を式(5)⁵⁾により算定し、最大波高 η_{max} を式(6)¹⁾により算定する。ここで、速度応答スペクトルはSTEP6で求めたフローティングネットの ξ_d を用いる。

$$\eta_{max}^{(n)} = \frac{D}{2 \cdot g} \cdot \frac{2}{\varepsilon_n^2 - 1} \cdot \left(\frac{2\pi}{T_n} \right) \cdot S_v \quad (5)$$

ここで、 D : タンク内直径 g : 重力加速度 ε_n : 1次 1.841, 2次 5.331 T_n : n 次スロッシング周期 S_v : 速度応答スペクトル

$$\eta_{max} = \sqrt{(\eta_{max}^{(1)})^2 + (\eta_{max}^{(2)})^2} \quad (6)$$

ここで、 $\eta_{max}^{(n)}$: n 次モードの最大波高

STEP8: 最大波高 η_{max} が目標波高 W_l 以下になるまでSTEP4~STEP7を繰り返す。

STEP9~STEP12: フローティングネットの抵抗力を式(3)により算定しアルミフレーム材の設計、浮力の検討等タンクへの影響検討、およびディテールの設計を行う。

(2) 既往式の適用検証

浮屋根のみの場合の最大波高の推定は $h=0.5\%$ のときの速度応答スペクトルを用いて式(5)で求めるのが一般的である¹⁾²⁾。ここでは、同様にフローティングネットを用いた場合の最大波高の推定も式(5)で推定可能か検証を行った(STEP7の検証)。

検証用データはランダム加振実験結果とし、モード毎の減衰定数の算定値はRD法⁷⁾(Random decrement technique)による自由減衰波形に対して極大値を結ぶ包絡線を指数関数で最小2乗近似して求めた。時刻歴波形のモードごとへの分離方法は、対象とする振動数を中心にその前後のフーリエスペクトルが谷間となるように設定し、それ以外の不要な振動数成分を1/1,000にして求めた。図-15にモード分離した時刻歴波形例を示す。対象波形は図-4における測定点1W~3Wの3つの測定点における振幅波形とし、小サンプルの長さは対象モードの固有周期の10倍とした。重ね合わせの方法は極大値を始点としてデータのピークをずらせながら重ね合わせる時間平均型とした。図-16にRD法による自由減衰波形例を示す。図-17に計算値と実験値の比較を示す。計算値はRD波形より得られた1次・2次モードの減衰定数と振動台の入力波形の速度応答スペクトルによりモードごとの最大波高を求め、式(6)により重ね合わせた。計算値と実験値はおおむね一致しており、フローティングネットを用いた場合も既往式が適用可能である。

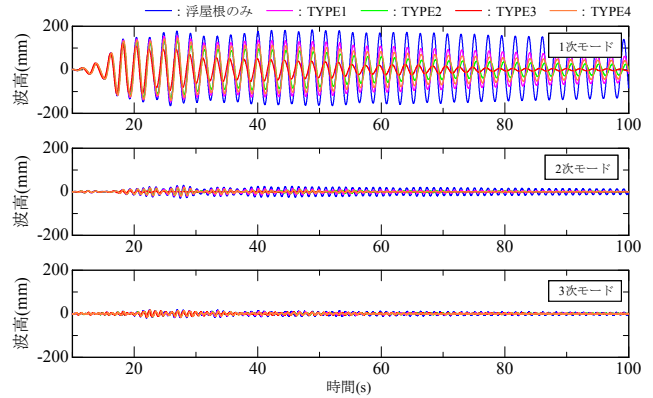


図-15 モードごとの波高時刻歴例(地震 NO.2)

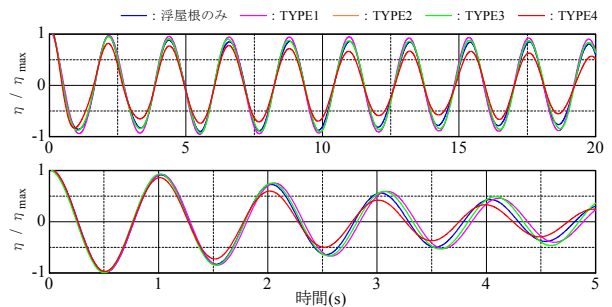


図-16 RD自由減衰波形例

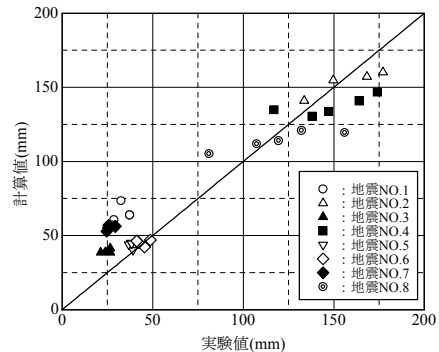


図-17 計算値と実験値の比較

表-8 実大タンク諸元

諸元	記号	単位	数値	
タンク内径	D	mm	15,523	
タンク高さ	H	mm	10,715	
液面高さ	H _l	mm	8,000	
内溶液	—	—	海水	
スロッシング周期	1次	T _{s1}	sec	4.21
	2次	T _{s2}	sec	2.42

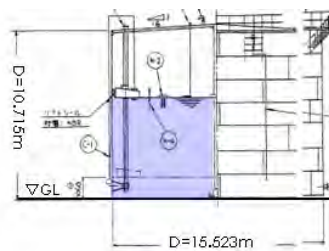


図-18 タンク概要図



写真-3 外観写真

表-9 フローティングネット諸元

諸元	記号	単位	数値
ネット径	d	mm	0.23
ネット間隔	l	mm	0.508
実開口率	β'	—	0.423
見付面積(半径分)	A	m ²	7.839
設置数	—	—	8
等価受圧面積	Ae	m ²	27.05



写真-4 フローティングネット組立状況

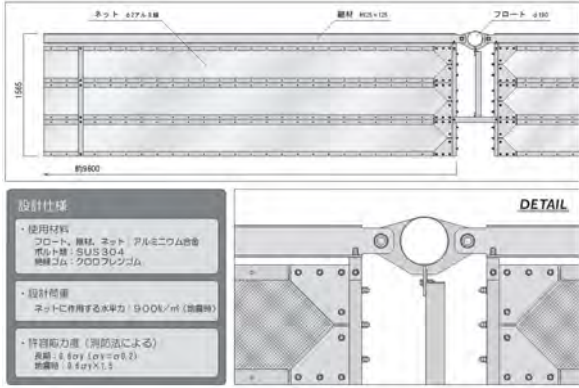
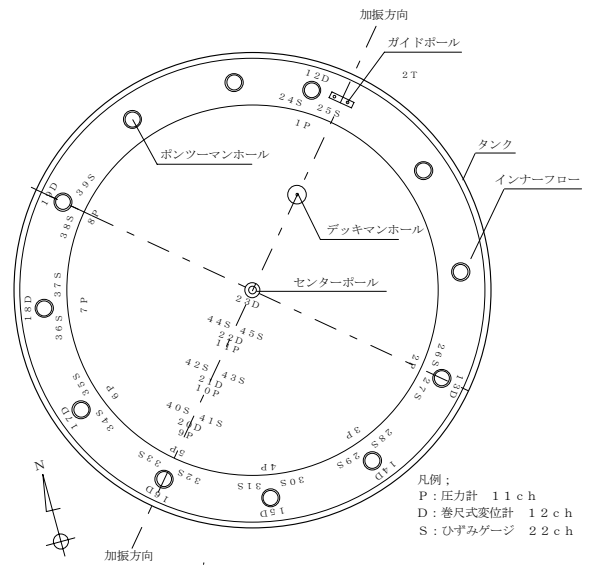


図-19 フローティングネット概要図

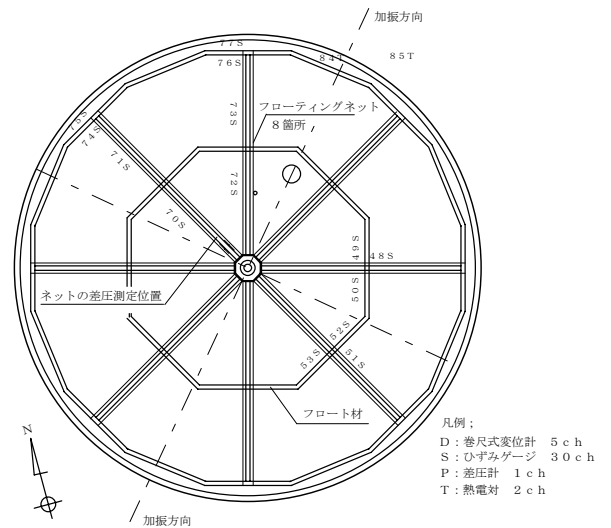


写真-5 人力加振状況

写真-6 気泡注入用シリンダー弁



(a) 浮屋根(インナーフロート)部分



(b) フローティングネット部分

図-20 センサー取り付け位置

5. 実大タンクの自由振動実験⁸⁾⁹⁾

(1) 実大タンク概要

表-8 に実大タンクの諸元を、図-18 に概要を、写真-3 に外観写真を示す。本タンクは固定屋根付きシングルデッキ型浮屋根式石油タンク(容量 1,600kL)である。タンク中心には固定屋根の支持のためのセンターポールが、北東位置には梯子兼用のガイドポールが1本設置されている。デッキ板とボンツーンの主材は厚さ 4.5mm の軟鋼である。浮屋根外周に設置されているチューブシールは機能しないように取り外した。内容液には海水を用い水深は 8m とした。1 次スロッシング周期は 4.21 秒, 2 次スロッシング周期は 2.42 秒である。

(2) フローティングネット概要

表-9 にフローティングの諸元を、図-19 に概要を、写真-4 に組み立て状況を示す。フローティングネットは図-20 に示す位置に設置した。

(3) 実験概要

表-10 に実験パラメータを示す(全 20 ケース)。

浮屋根のスロッシング励起は、梃子の原理を利用した人力加振, 気泡注入による加振および人力と気泡注入による同時加振の 3 種類とした。写真-5 に人力加振状況を、写真-6 に気泡注入用シリンダー弁を示す。人力加振は長さ 2m 程度の単管を用いて、ガイドポール脇に設

置した高さ 1m 程度の架台を作用点とし、単管を梯子の横棧に引っ掛けて支点とした。加振はスロッシング波高が目標値に達するまで繰り返した。目標値に到達後加振を止めその後の時刻歴波形を計測した。フローティングネットの有無で同条件とするため、目標波高はフローティングネットの有無で同じとした。気泡注入による加振方法は側板下部バルブからコンプレッサーの空気を 1 次スロッシング周期で放出し液面を揺動させた。加振パラメータはバルブ数と空気の放出時間とした。

図-20 にセンサー取付位置を示す。計測項目は、波高(D)、浮屋根各部のひずみ(S)、動液圧(P)、水温(T)、ネットの差圧(N)とした。本報では主に波高と減衰定数について考察を加える。

(4) 実験結果

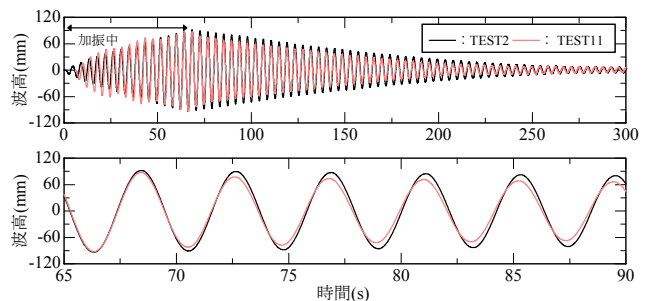
図-21 に代表的な波高時刻歴の比較(人力加振：TEST2 と TEST11, 気泡注入による加振：TEST3 と TEST12)として図-20 における測定点 16D の巻尺式変位計による測定結果を示す。上段図は収録全データを、下段図は加振停止後 5 波までの自由振動波形を示している。

最大片振幅は浮屋根のみの場合では TEST9 の 109mm、フローティングネットありでは TEST20 の 174mm であった。減衰定数は図-20 における 9 つの計測点 12D,14D,15D,16D,17D,18D,20D,21D,22D のデータを使用し、加振後 5 波のデータを最小 2 乗法により近似させて求めた。人力加振時の減衰定数は、浮屋根のみの場合で 0.39%~0.46%、フローティングネットありで 0.84%~0.95%であった。気泡注入による加振時の減衰定数は 1.11%~2.64%であり、人力加振時より大きな値であった。これは注入による加振時のエアが浮屋根下に溜まった影響によるものと考えられる。気泡注入による加振は入力条件が同じなので、フローティングネット有無による波高の比(波高比)はフローティングネットの減衰効果によって生じていると考えられる。表-11 に図-20 における測定点 12D, 16D の波高比と減衰定数の関係を示す。表中の両振幅とは中立軸からの値である。データはバルブ 1 基のものとし、バルブ 2 基のデータは対象外とした。波高比は約 0.7 であり、小振幅($W_h/R=0.052\sim0.097$)領域における本装置の波高抑制効果が確認された。

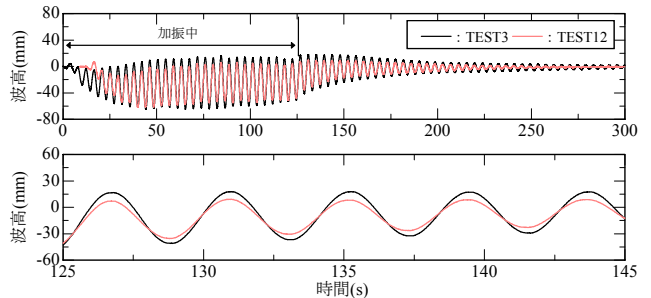
図-22 に人力加振時における減衰定数と W_h/R との関係を示す。フローティングネットの減衰定数は浮屋根のみの場合の減衰定数を差し引いたものである。フローティングネットの減衰定数 ξ_d は W_h/R が 0.01 以上では 0.3~0.5%程度であった。図-23 に式(2)による減衰定数と実験値との比較を示す。図中には $C_D \cdot Ae/R^2=0.1\sim3.5$ の減衰定数曲線と本実験に使用したフローティングネット

表-10 実験パラメータ

ネット有無	TEST#	加振方法		加振時間(sec)	自由振動時間(sec)	収録時間(sec)	
		人力	気泡注入放出時間(sec)				
			バルブ1	バルブ2	(sec)	(sec)	(sec)
無	TEST1	○	×	×	70	350	420
	TEST2	○	×	×	70	300	370
	TEST3	×	1.00	1.00	120	180	300
	TEST4	×	1.25	1.25	120	180	300
	TEST5	×	1.50	1.50	120	180	300
	TEST6	×	×	1.00	120	180	300
	TEST7	×	×	1.25	120	180	300
	TEST8	×	×	1.50	120	180	300
	TEST9	○	×	1.25	60(気泡,人力)+60(人力)	300	420
有	TEST10	○	×	×	70	350	420
	TEST11	○	×	×	70	350	420
	TEST12	×	1.00	1.00	120	300	420
	TEST13	×	1.25	1.25	120	300	420
	TEST14	×	1.50	1.50	120	300	420
	TEST15	×	×	1.00	120	300	420
	TEST16	×	×	1.50	120	300	420
	TEST17	×	×	1.50	120	300	420
	TEST18	○	×	1.25	60(気泡,人力)+60(人力)	300	420
	TEST19	○	×	×	120	300	420
	TEST20	○	×	×	120	780	900



(a) 人力加振



(b) 気泡注入による加振

図-21 波高時刻歴

表-11 気泡注入による加振時の波高比

ネット有無	TEST#	変位計12D			変位計16D		
		両振幅(mm)	減衰定数(%)	波高比	両振幅(mm)	減衰定数(%)	波高比
なし	TEST3	69.4	1.27	0.752	75.6	1.11	0.754
あり	TEST12	52.2	1.87		57.0	1.62	
なし	TEST4	74.2	1.40	0.687	80.2	1.27	0.696
あり	TEST13	51.0	2.05		55.8	1.57	
なし	TEST5	55.0	1.22	0.735	60.8	1.42	0.951
あり	TEST14	40.4	1.41		57.8	2.64	

の減衰定数曲線($C_D \cdot Ae/R^2=1.20(Re_d=60)$ 時)を示している。式(2)による設計値と実験値はおおむね一致しており、実機においても式(2)が適用可能であることがわかった。また、前述のとおりフローティングネットの減

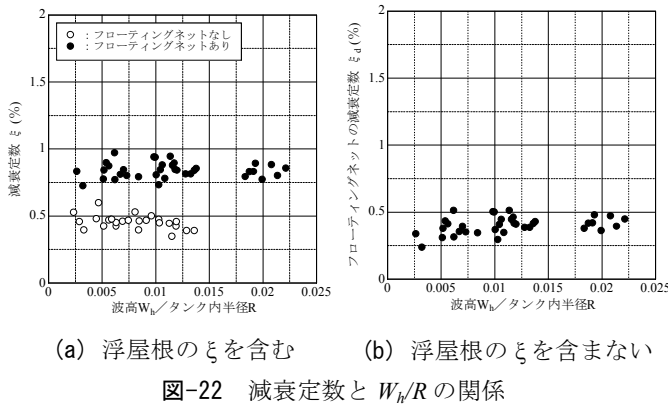


図-22 減衰定数と W_h/R の関係

衰定数は振幅依存性を有しているため、 W_h/R が 0.022 より大きい場合は、より大きな波高抑制効果を期待できるものと考えられる。

6. まとめ

フローティングネットを用いた縮尺模型実験および本装置を実大タンクに適用した自由振動実験の結果、以下に示す知見が得られた。

- ①フローティングネットの減衰効果は、ネットの抵抗係数(実開口率, レイノルズ数), 等価受圧面積, タンクの内径および加振振幅に依存するが, 共振振動からランダム振動に対してタンクの液面揺動を抑制する。
- ②減衰特性は, 加振振幅が大きくなるほど減衰性が増加する振幅依存性を示す。この傾向はフローティングネットの抵抗力が大きいタイプほど顕著である。本論文で提案した式(2)によると, 振幅依存性を考慮したフローティングの減衰定数を推定することが可能である。
- ③フローティングネットを用いた本制震システムは, タンクの特性と目標波高および入力レベルに応じて, フローティングネットの抵抗係数, 等価受圧面積を適宜選択することにより最適な制震効果が得られる。
- ④実大タンクによる自由振動実験により小振幅時におけるフローティングネットの減衰効果を確認した。また, 式(2)の妥当性を検証した。

今後の課題として, フローティングネットの抵抗力が浮屋根および側壁へ及ぼす影響を, 実験結果とシミュレーションにより検討する計画である。

謝辞: 本研究を行うにあたり神戸大学中山昭彦教授からご指導頂きました。また, (株)住軽日軽エンジニアリングの若林良樹様からは本装置の製作について多大

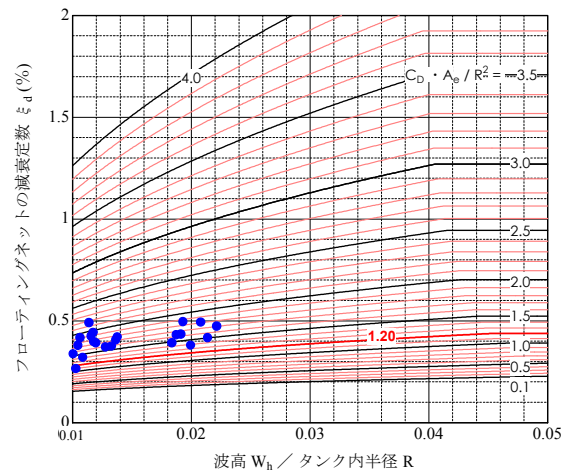


図-23 式(2)による減衰定数と実験値との比較

な協力を頂きました。本研究で用いた 2003 年十勝沖地震 (HKD129)の強震記録は防災科学技術研究所の K-NET の提供によりました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 危険物保安技術協会: 屋外タンク貯蔵所浮屋根審査基準検討会報告書, 2004.9
- 2) 畑山健ほか: 2003 年十勝沖地震による周期数秒から十数秒の長周期地震動と石油タンクの被害, 地震, 第 57 巻, 第 2 号, 2004.12
- 3) 坂井藤一ほか: 大型タンクのスロッシングに関する耐震・制振・免震等技術のミニシンポジウム資料, 土木学会, 2005.7
- 4) 野路利幸ほか: 水のスロッシングを利用した制振装置の研究(その 1) 装置の流体力特性と制振効果の特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 411 号, pp.97~105, 1990.5
- 5) 坂井藤一: 円筒形液体タンクの耐震設計法に関する 2,3 の提案, 圧力技術, 18, pp.16~23, 1980
- 6) 野田博ほか: LES による液体スロッシングダンパーの再現, 三井住友建設技術研究所報告, 第 4 号, 2006
- 7) 田村幸雄ほか; RD 法による構造物のランダム振動時減衰評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 454 号, pp.29~38, 1993.12
- 8) 廣川幹浩ほか: 石油タンクのスロッシングの減衰定数, 大型タンクのスロッシングに関する耐震・制振・免震等技術のミニシンポジウム資料, pp.23~26, 2005.7
- 9) 西 晴樹: 実タンクによるスロッシング挙動, 第 9 回消防防災研究講演会資料, pp.19~32, 2006.2

LESによる液体スロッシングダンパーの再現

Reproduction of Sloshing Phenomena in Rectangular Tank by LES

野田 博 HIROSHI NODA
立見 栄司 EIJI TATSUMI
中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI

水槽内における水のスロッシングの様子を数値流体計算により詳細に調査した。数値流体計算手法にはスタaggerド格子による差分法を用い、乱流モデルは標準スマゴリンスキーモデルによる Large Eddy Simulation とした。自由水面位置は、自由水面を有する計算セルでは流体の流入・流出量が単位水面当たりの移動量として自由水面の位置を算定した。計算結果の検証実験として水の入った水槽を対象とした単一周期加振スイープ実験を実施し、実験結果と比較して本計算手法の再現性の高さを確認した。

キーワード：数値流体計算, Large Eddy Simulation, スロッシング現象, 矩形水槽, 自由水面

Sloshing phenomena of liquid in a rectangular tank have been simulated by a CFD method, namely a Large Eddy Simulation with standard Smagorinsky model. The free surface displacement was determined by solving the continuity equation for flow with unsteady moving boundary in the HSMAC iteration of determining the pressure and velocity. The details of the sloshing phenomena, particularly the dynamic changes of the velocity and pressure distributions in the tank in forced oscillation could be studied effectively by LES.

Key Words: CFD, LES, Sloshing, Rectangular Tank, Free Surface

1. はじめに

水槽内の液体スロッシングの現象把握は、液体同調ダンパーの調整や貯水槽内の液体挙動の解明等、さまざまな分野に展開できる。水のスロッシングを数値流体計算で再現するには自由液面変動を計算する必要があるが、その方法としては水深関数や Level set 法による移流方程式を解いて液面を追跡する方法¹⁾とVOF法や密度関数法などにより空間分布を解く方法²⁾がよく用いられる。しかしこれらの方法は、移流方程式の計算が不安定になったり質量保存が保証されないといった欠点がある。本研究では中山ら³⁾により提案された、圧力と速度を同時に反復修正する HSMAC 法による速度の修正段階で連続の式を満たすよう液面位置を算出する方法を採用し、この手法のスロッシング現象への適用性について検討した。

2. 対象とした水槽

本論文で対象とした検証モデルは図-1に示す長さ588mm、幅278mmの矩形水槽である。水槽内には高さ

150mmまで水が入った状態とした。また、水槽中央部にスロッシングの低減を目的とした減衰ネット(線径0.55mm, 8メッシュ, 開口率68.3%)を設置した場合についても検討した。本研究では、計算結果の精度検証として上記矩形水槽の自由振動実験によりスロッシングの減衰定数を調査し、また単周期加振実験を行い加振振動数と波高の関係を求めた。

3. 計算方法

(1) 数値流体計算方法

数値流体計算手法にはスタaggerド格子による差分法を用いた。乱流モデルは標準スマゴリンスキーモデルによる Large Eddy Simulation とした。モデル係数 C_S は 0.1 とした。スロッシング直交方向の計算領域は、現象の一様性を考慮して、対象とした検証モデルの 1/2 とした。計算方法ならびに計算条件を表-1に示す。計算の加振振動数は減衰ネットなしの場合、ありの場合とも表-1に示す5通りとした。

(2) 液面位置の計算方法

自由液面位置は連続の式を修正して算出した。数値流体計算の計算手順は、まず流体の運動方程式(Navier-Stokes 方程式)を解き、その後連続の式を満たすよう、すなわち速度Fluxの合計が0になるよう HSMAC 法により圧力と速度を反復修正する。このとき、計算セルに自由液面を有する場合、速度Fluxの合計が0になるよう速度を修正するのではなく、液面移動させて計算セル内の流体体積を変化させる。すなわち、計算セルに自由液面を有する場合(図-2)、微小時間 δt の間に自由液面以外の面からの流入流出量が δt 後の自由液面の移動量として自由液面位置を算出した(式(1))。

$$\Delta h = \frac{\partial u}{\partial x} \delta x \delta t + \frac{\partial v}{\partial y} \delta y \delta t + w \delta t \quad (1)$$

また、自由液面上の圧力は0という条件を設定し、内挿近似(あるいは外挿近似)により自由液面を有する計算セル内の圧力を決定した。

(3) 減衰ネットの再現方法

スロッシングの低減を目的とする減衰ネットは、設置位置に式(2)の抵抗力を Navier-Stokes 方程式に付加することで再現した。

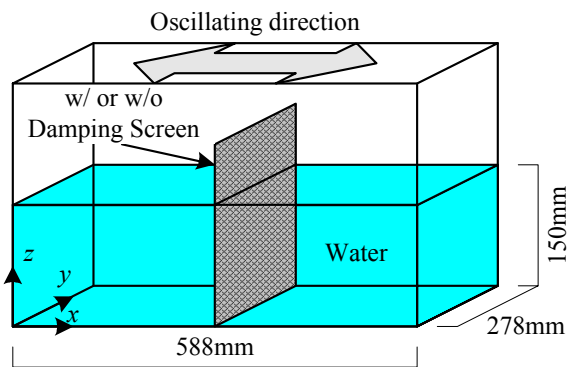


図-1 対象とした矩形水槽

表-1 計算方法ならびに計算条件概要

空間差分	移流項 3次風上(UTOPIA) その他 2次中心
時間進行法	Adams-Bashforth法
計算アルゴリズム	HSMAC法
乱流モデル	標準 Smagorinsky Model($C_s=0.10$)
計算領域 [mm]	$x \times y \times z = 588 \times 139 \times 200$
計算格子数	$N_x \times N_y \times N_z = 101 \times 21 \times 51$
格子幅 [mm]	$dx=5.88, dy=6.95, dz=4.00$
計算時間 [sec.]	$T=300$
時間間隔 [sec.]	$\Delta t=5.0 \times 10^{-4}$
壁面境界条件	Non slip
加振振幅 [mm]	$a=0.2$
加振振動数 [Hz]	$f_0=0.833, 0.928, 0.937, 0.943, 1.000$
ネット抵抗係数	$K=0.58$
計算ケース	Case1:without Net, Case2:with Net

$$F_i = K \cdot \left(\frac{A}{2L^3} \right) \cdot u_i \sqrt{u_j^2} \quad (2)$$

F_i : i 方向抵抗力, K : 抵抗係数, A : ネット面積, L^3 : ネット位置の体積, $u_i(u_j)$: $i(j)$ 方向流速 ($i(j)=1:x$ 方向, $i(j)=2:y$ 方向, $i(j)=3:z$ 方向)

ネットの抵抗係数 K は下式⁴⁾により算出した。ここで開口率 $\beta=0.683$, $d=0.55\text{mm}$, $l=3.17\text{mm}$ とした。

$$K = 6 \cdot (1-\beta) \cdot \beta^{-2} \cdot \text{Re}^{-1/3}, \quad \text{Re} = \frac{ud}{\nu} \quad (3)$$

β : 開口率 ($= (1-d/l)^2$, d : 線径, l : 間隔), u : 流速, ν : 動粘性係数

4. 計算結果

加振振動数と波高振幅の関係を図-3に示す。図中には検証実験の結果も付記する。また縦軸の波高振幅は加振振幅で除した値である。減衰ネットがない場合、計算で求めた共振時の波高振幅は実験結果とよい対応をしている。共振振動数に差異が認められるがその差は約1%(実験値 $f_0=0.934\text{Hz}$, 計算値 $f_0=0.928\text{Hz}$)と極めてわずかな違いである。減衰ネットがある場合には共振振動数付近で計算と実験で減衰ネットの効果に差異があり、計算による波高振幅は実験結果より大きくなっている。これは抵抗力を表す(3)式における流速を計算ではネット内の流

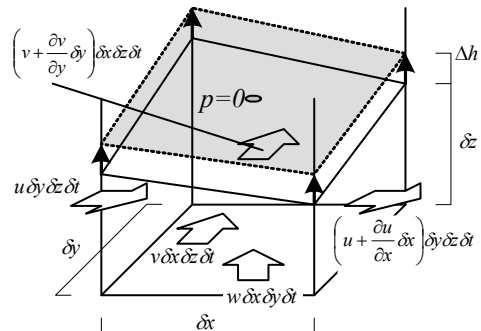


図-2 自由液面変位と速度Fluxの関係

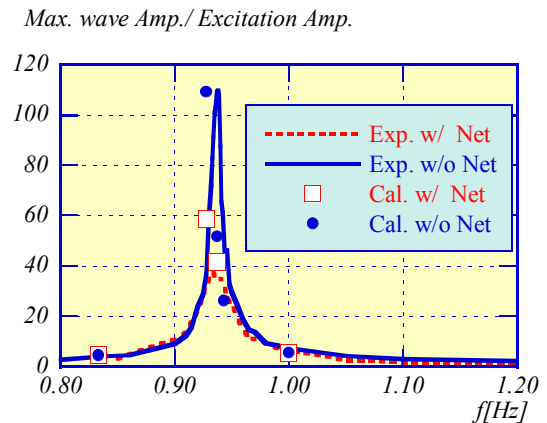


図-3 加振振動数と波高の関係

速を用いており、抵抗係数 K の定義時の流速とは異なるためと考えられる。

水槽端部の波高自由振動波形を図-4に示す。実験値の自由振動波形は正側の振幅のほうが負側の振幅より若干大きくなるが、その傾向は計算結果でも再現されている。減衰定数に着目すると、減衰ネットがない場合においても計算値のほうが実験値よりも小さい。しかしその差異は極めてわずかである。減衰ネットがある場合には減衰定数の差異は減衰ネットがある場合よりもその差異が大きくなっているが、その原因は前述のとおり、抵抗定数 K の定義の違いと考えられる。

微小振幅波の波動理論による2次元流の速度ポテンシャル ϕ と流れ関数 ψ は以下のとおりとなる。

$$\phi = -\frac{ga}{\omega} \cdot \frac{\cosh\{k(z+h)\}}{\cosh(k \cdot h)} \cdot \cos(k \cdot x) \cdot \cos(\omega \cdot t + \varepsilon) \quad (4)$$

$$\psi = \frac{ga}{\omega} \cdot \frac{\sinh\{k(z+h)\}}{\cosh(k \cdot h)} \cdot \sin(k \cdot x) \cdot \cos(\omega \cdot t + \varepsilon) \quad (5)$$

k : 波数 ($=2\pi/\lambda$, λ : 波長), ε : 位相差, t : 時間, a : 振幅
 h : 水深, ω : 固有角振動数 ($=2\pi f_0$, f_0 : 固有振動数)

流れ方向流速(u 成分)ならびに鉛直方向流速(w 成分)は速度ポテンシャル ϕ と流れ関数 ψ をそれぞれ流れ方向

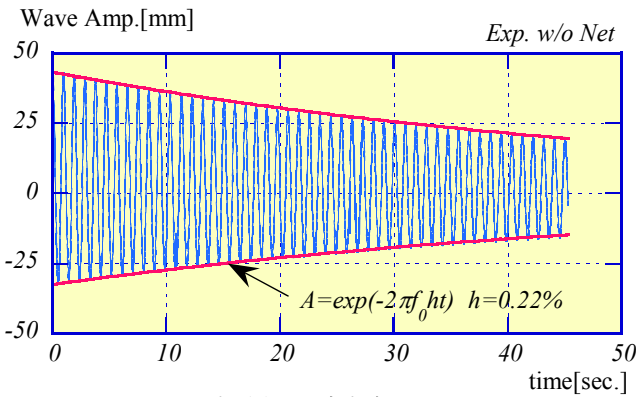
(x 方向)で微分すれば求まる。各方向の流速を式(6), 式(7)に示す。

$$u = k \frac{ga}{\omega} \cdot \frac{\cosh\{k(z+h)\}}{\cosh(k \cdot h)} \cdot \sin(k \cdot x) \cdot \cos(\omega \cdot t + \varepsilon) \quad (6)$$

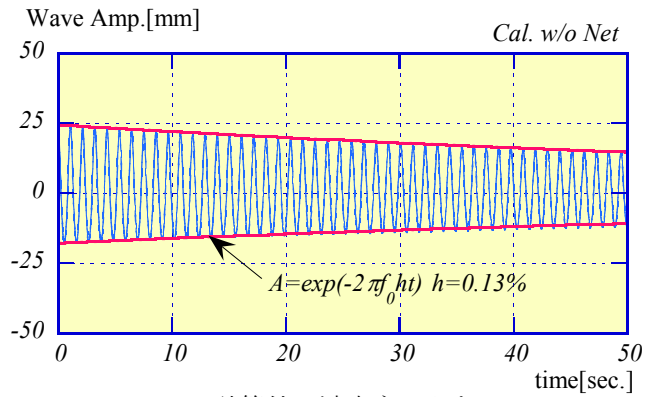
$$w = k \frac{ga}{\omega} \cdot \frac{\sinh\{k(z+h)\}}{\cosh(k \cdot h)} \cdot \cos(k \cdot x) \cdot \cos(\omega \cdot t + \varepsilon) \quad (7)$$

u 成分の流速が最大となる時の水槽中央部における流速の高さ方向分布を図-5に示す。図-5(a)には式(6)で求めた流速も付記する。このとき、中央部における流速最大の場合を想定しているため、 $kx=\pi/2$, $\omega t+\varepsilon=0$ とし、振幅 a は計算値(正側の振幅とし、それぞれ減衰ネットなしの場合 $a=24.4\text{mm}$, 減衰ネットありの場合 $a=13.2\text{mm}$)を用いた。計算による流速の u 成分の鉛直分布は、式(7)の分布と定量的にも定性的にもおおむね良い一致を示している。特に減衰ネットがある場合においても良い一致を示している。この結果により、矩形水槽のスロッシング流速は、減衰ネットの有無に関わらず、最大波高から式(6)を用いることにより流速分布を把握できることが確認された。

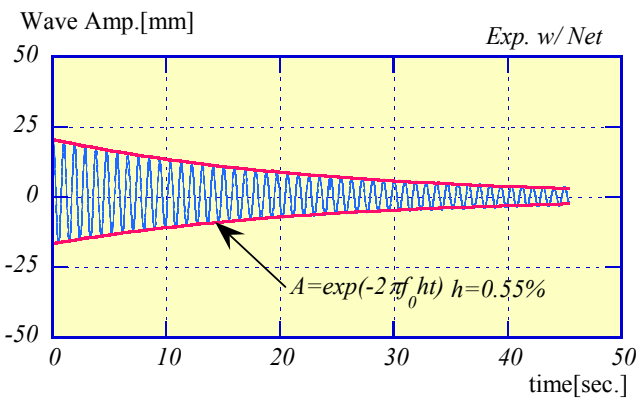
共振時における水槽内の流速ベクトルと自由液面を図-6に示す。波高振幅がほとんど0のときに流速が高くなり、流速が最大となる場所は中央部液面付近である。



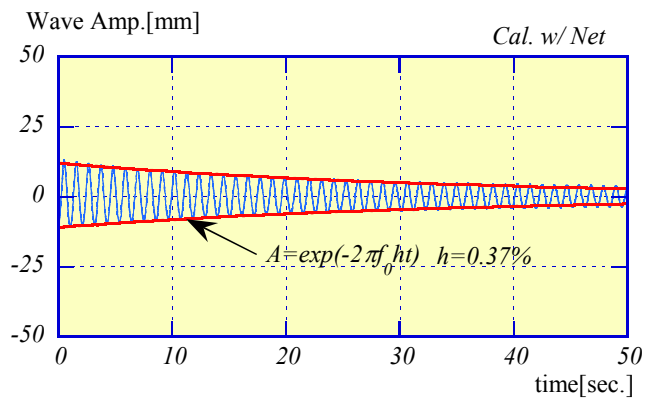
(a) 実験値 減衰ネットなし



(c) 計算値 減衰ネットなし



(b) 実験値 減衰ネットあり



(d) 計算値 減衰ネットあり

図-4 水槽端部波高の自由振動波形

これは微小振幅を仮定した波動理論による解(式(6),式(7))と定性的に等しい。しかし、底面付近等他の場所でも流速が高くなっている。また波高振幅が最大となる場合にはいずれの場所においても流速が低くなるが、一様に低くなるのではなく場所により流速に差異があることが分かる。これらの水槽内の詳細な性状は理論解では得ることはできない。

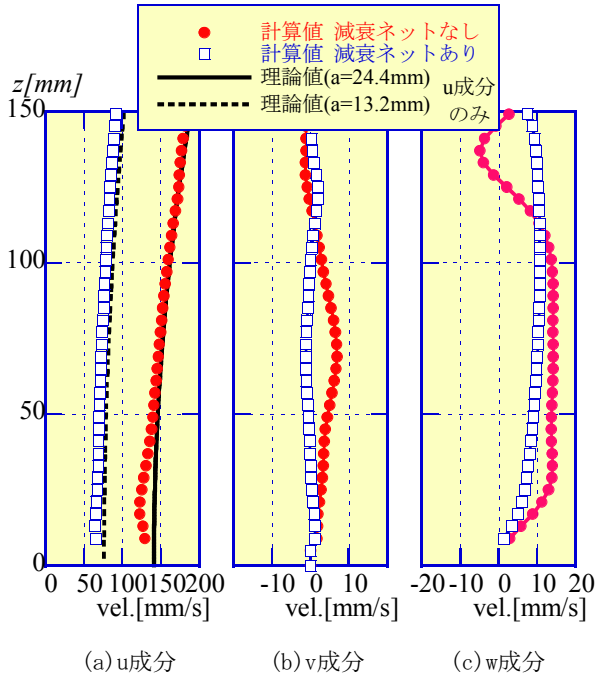


図-5 流速最大時の水槽中心位置での流速分布

5. おわりに

本論文では、自由液面を有する矩形水槽内のスロッシングをLESにより再現した。計算結果は検証実験結果とおおむね良い一致を示し、本研究で採用した自由液面計算法のスロッシング現象への適用の妥当性が確認された。水槽内の流速は、減衰ネットの有無に関わらず、最大波高から微小振幅波の波動理論に基づき予測することができる。また数値流体計算を行うことにより、水槽内の流れの詳細な観察が可能となった。

謝辞：本研究を行うにあたり神戸大学中山昭彦教授よりご指導頂いた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) M. Sussman, E. Smereka, S. Osher : A level set approach for computing solutions to incompressible two-phase flow, J. Comp. Phys., 114, pp.146-159, 1994
- 2) C. W. Hirt and B. D. Nichols: Volume of Afluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries, J. of Comp. Phys. Vol. 39, pp.201-225, 1981
- 3) 中山昭彦, 江田智行, 松村友宏: 修正 HSMAC 法による開水路乱流のLES, 水工学論文集, Vol.49, pp.661-666, 2005.
- 4) 技術資料 管路・ダクトの流体抵抗: 日本機械学会, p.112

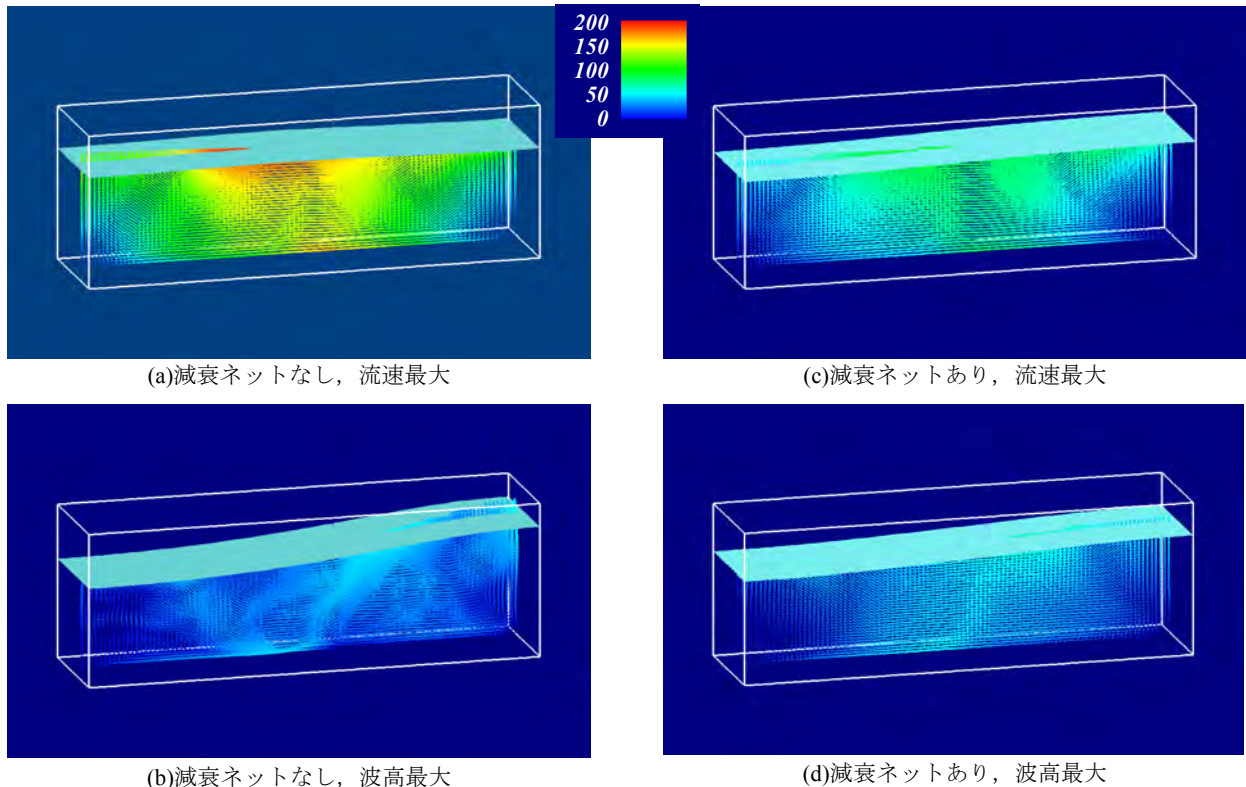


図-6 自由水面変位と流速ベクトル

Fc150N/mm² 級高強度コンクリートの実用化に向けての検討

Study for Practical Application of Fc150N/mm² Class High-Strength Concrete

西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO
河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI
松田 拓 TAKU MATSUDA

試験室の小型ミキサと工場の実機ミキサで練り混ぜた高強度コンクリートのフレッシュ性状、各種養生を行った円柱供試体の強度発現、および模擬試験体の温度履歴と強度発現について検討した。その結果、市中のレディミクストコンクリート工場で安定した製造が可能であり、かつ、練混ぜ開始後 150 分までフレッシュ性状を維持できることが確認された。また、結合材水比や初期温度履歴を考慮した構造体コンクリート強度の補正事例も示している。

キーワード：高強度コンクリート、構造体コンクリート、圧縮強度発現、養生方法、フレッシュ性状

An investigation was conducted for a property of a high-strength concrete (Fc 150N/mm² class) mixed with two kinds of mixers, i.e., a laboratory-use mixers and an actual-use mixer operated in a mixing plant.

The investigation was carried out about the fresh properties, the strength developments under various curing conditions, and the strength developments and temperature history of the mock structures on the concretes. As a result, it was confirmed that the stable production in usual mixing plants was possible, and the freshness of properties could be maintained for 150 minutes after the commencement of the mixing.

Examples of the strength adjustment for the structural concrete considering the water-binder ratio and the temperature career at early age were shown.

Key Words: High-Strength Concrete, Structural Concrete, Strength Development, Curing Method, Fresh Properties

1. はじめに

高強度コンクリートを構造体に打ち込むと、自らの水和熱により初期高温履歴を受けることが多い。この場合、初期の強度発現は顕著となるが長期の強度発現は阻害され、最終的に構造体コンクリートで得られる強度は標準養生や20℃封かん養生を行った供試体の強度より低くなると認識されている。そこで、日本建築学会では高強度コンクリートの調合において、高温履歴をうける構造体コンクリートの強度発現性状を考慮して強度補正值を定め、調合するように規定している¹⁾。ここで、強度補正值の標準値は設計基準強度（以下、Fc）60N/mm²まで示され²⁾、Fc80N/mm²までも提案されているが³⁾、Fc80N/mm²を超える高強度コンクリートについては提案されていない。100N/mm²級の高強度コンクリートは、低熱ポルトランドセメントとシリカフェームを混合した結合材を用いることが多いが、強度発現性状はセメント単独のコンクリートとは異なる。特に、150N/mm²級の高強度コンクリートでは、初期高温履歴を受けた場合に長期材齢まで標準養生や20℃封かん養生と同等以上の強

度が得られることが報告されつつある^{4),5)}。

今回、Fc150N/mm²級までの高強度コンクリートを、試験室の試験練りミキサと、東京都心部のレディミクストコンクリート工場（生コン工場）の実機ミキサで練り混ぜ、各種円柱供試体の強度発現や、模擬試験体の温度履歴ならびに強度発現を確認した。その結果より養生方法、施工時期そして試験体形状と強度発現の関係を確認し、強度補正值の評価を行った。

2. 実験概要

実験の要因と水準を表-1に示す。室内試験は3箇所、実機試験は1工場で実施した。コンクリートの練混ぜは強制二軸練りミキサを使用し、室内試験では容量 100L のミキサ、実機試験では 6.0m³ のミキサとした。

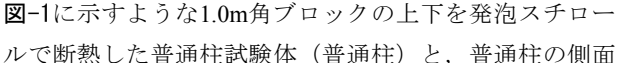
本実験では、強度管理用の円柱供試体の養生方法は標準養生とし、構造体コンクリート模擬試験体より採取したコア強度とした。模擬試験体として、実機試験では、-1に示すような1.0m角ブロックの上下を発泡スチロールで断熱した普通柱試験体（普通柱）と、普通柱の側面

表-1 要因と水準

要因	水準	備考
結合材種類	1	低熱ポルトランドセメント+シリカフューム
骨材	細骨材	3 川砂, 山砂, 山砂と砕砂の混合砂
	粗骨材	2 硬質砂岩砕石(葛生産, 岩瀬産)
試験場所	4	室内3カ所, 実機1工場
実験時期	3	冬期, 標準期, 夏期
フレッシュ性状	5	スランプフロー試験, 空気量, コンクリート温度, 単位水量, 塩化物量
供試体の養生	1	標準養生
模擬試験体	3	模擬柱試験体(普通柱, 断熱柱), 小型試験体

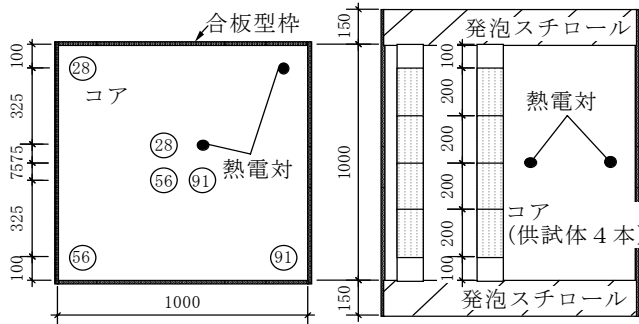


図-1 普通柱試験体の形状

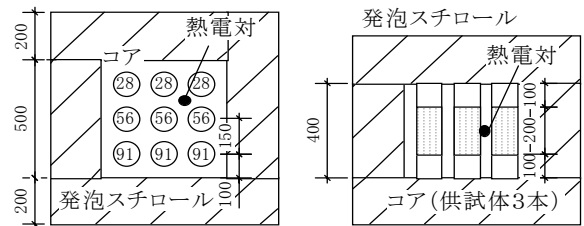


図-2 小型試験体の形状

表-2 使用材料

材料名	種類	諸物性	記号
結合材	低熱ポルトランドセメント	密度: 3.24(g/cm ³), 比表面積: 3300(cm ² /g), C ₃ S: 24%, C ₂ S: 57%	L
	シリカフューム	密度: 2.20(g/cm ³), 比表面積: 226000(cm ² /g), SiO ₂ : 95.6% スラリーの場合 分散剤: オキシカルボン酸, 濃度: 60.0%	SF
細骨材	栃木鬼怒川産川砂	表乾密度: 2.60(g/cm ³), 吸水率: 2.29(%)	粗粒率: 2.60
	千葉万田野産山砂	表乾密度: 2.62(g/cm ³), 吸水率: 2.57(%)	
	千葉君津産山砂	表乾密度: 2.59(g/cm ³), 吸水率: 2.41(%)	粗粒率: 2.62(混合)
	高知島形山産石灰石砕砂	表乾密度: 2.66(g/cm ³), 吸水率: 0.60(%)	
粗骨材	栃木葛生産硬質砂岩砕石	表乾密度: 2.67(g/cm ³), 吸水率: 0.97(%)	G1
	茨城岩瀬産硬質砂岩砕石	表乾密度: 2.65(g/cm ³), 吸水率: 0.81(%)	G2
化学混和剤	超高強度コンクリート用高性能減水剤	ポリカルボン酸系	SP

4面を厚さ50mmの発泡スチロールで断熱した断熱柱試験体(断熱柱)を製作した。以下,両試験体を併せて模擬柱試験体と称す。室内試験で製作した小型試験体(小型)の形状を図-2に示す。小型試験体は,内寸を500×500×400mmとし,その周囲6面を厚さ200mmの発泡スチロールで断熱している。模擬柱試験体のコンクリート温度は,模擬柱試験体では中心部と端部の2カ所に,小型試験体では中心付近1カ所に熱電対を配置して測定を行った。コア供試体の圧縮強度は,各材齢とも模擬柱試験体では中心と端部で4本ずつ,小型試験体では3本で確認した。

使用材料とその物性の代表値を表-2に示す。セメントとシリカフュームは,それぞれ同一銘柄を使用した。細骨材は産地,種類とも多様であるが,粗骨材の岩種は硬質砂岩に統一した。化学混和剤は超高強度コンクリート用の高性能減水剤とした。

材料の組合せと調合を表-3に示す。シリカフュームは室内1と室内2では粉体で,室内3と実機試験ではスラリー状にして混合した。水結合材比の範囲は,室内試験では12.0~25.0%,実機試験では13.0~24.0%とした。

3. 実験結果

(1) フレッシュ性状

コンクリートの練り上がり温度と高性能減水剤使用量との関係の例を図-3に示す。高性能減水剤使用量は,練り上がり温度が高くても低くても練り上がり20℃と比較して増加し,特にW/B14.0%ではその傾向が顕著である。低温時には高性能減水剤の分散性が低下し,高温時はセメントの水和速度が速まりコンクリートの粘性が増大するためと考えられる。

結合材水比とスランプフロー試験結果の関係を図-4に

表-3 コンクリート調査

	記号	W/B (%)	B/W	SF置換率 (%)	s/a (%)	g/glim	空気量 (%)	使用材料記号			単位量(kg/m ³)					SP量 (B×%)
								B※	S	G	W	C	SF	S	G	
室内1	A25.0	25.0	4.00	10	50.4	0.525	2.0	L+SF	S1	G1	150	540	60	824	842	1.3~1.7
	A20.0	20.0	5.00	10	46.3	0.525	2.0	L+SF	S1	G1	150	675	75	699	842	1.3~2.2
	A18.2	18.2	5.50	10	43.7	0.525	2.0	L+SF	S1	G1	150	743	83	627	842	1.7~1.8
	A16.7	16.7	6.00	10	40.8	0.525	2.0	L+SF	S1	G1	150	810	90	558	842	1.5~2.4
室内2	A14.3	14.3	7.00	10	35.7	0.525	2.0	L+SF	S1	G1	150	945	105	450	842	1.7~2.5
	B20.0	20.0	5.00	10	42.8	0.528	2.0	L+SF	S2	G2	150	675	75	658	888	1.3~2.2
	B16.0	16.0	6.25	10	36.2	0.528	2.0	L+SF	S2	G2	150	811	94	499	888	1.5~1.7
	B14.0	14.0	7.14	10	30.5	0.528	2.0	L+SF	S2	G2	150	964	107	386	888	1.8~2.0
室内3 & 実機1	B12.0	12.0	8.33	10	21.0	0.528	2.0	L+SF	S2	G2	150	1125	125	235	888	2.6~3.2
	C20.0	20.0	5.00	10	49.2	0.520	2.0	L+SF	S3	G2	140	630	70	471+321	827	1.5~1.7
	C16.0	16.0	6.25	10	44.0	0.520	2.0	L+SF	S3	G2	145	816	91	359+245	827	1.6~2.2
	C14.0	14.0	7.14	10	35.4	0.520	2.0	L+SF	S3	G2	150	966	107	273+182	827	2.2~3.2
実機2	C13.0	13.0	7.69	10	26.1	0.520	2.0	L+SF	S3	G2	160	1108	123	172+117	827	2.4~3.6
	D24.0	24.0	4.17	10	51.5	0.530	2.0	L+SF	S3	G2	140	525	58	521+356	837	1.5~1.7
	D20.0	20.0	5.00	10	48.6	0.530	2.0	L+SF	S3	G2	140	630	70	462+317	837	1.5~1.7
	D16.0	16.0	6.25	10	43.3	0.530	2.0	L+SF	S3	G2	140	788	88	374+255	837	1.6~2.2

※:塗りつぶしはスラリーを使用

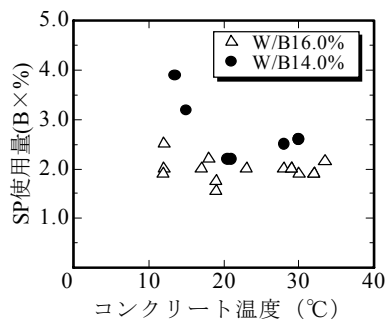


図-3 高性能減水剤の使用量

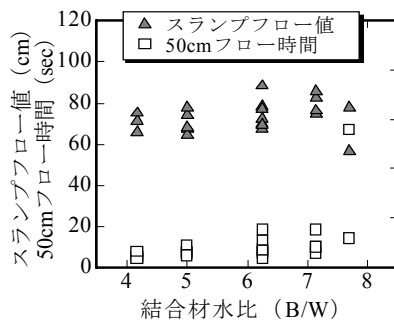


図-4 スランプフローの試験結果

示す。なお、図中では爆裂対策として 3mm の樹脂繊維 (以下、PP と称す) を混入する前の結果を示している。PP 混入前のスランプフロー値は65~ 85cm 程度の範囲にあるが、所要の性状を満たすために結合材水比の増加に伴いスランプフロー値を徐々に大きくする必要があった。一方、50cm フロー時間は結合材水比の増加に伴い遅くなる傾向がある。結合材水比が7.69になると粘性が極端に大きくなり、スランプフロー値が 60cm 以下で、50cm フロー時間が60秒に到達するデータもみられた。

フレッシュ性状の経時変化の例を図-5に示す。スランプフロー値が30分までの間に急激に低下するのは、PP を混入したことによる。その後は、スランプフロー値は緩やかに低下するが、C14.0 の夏期であっても 150 分まで目標範囲内にあることが確認できた。また、C16.0 の冬期では 120 分でのスランプフロー値が目標値を下回ったが、高性能減水剤の再添加によりスランプフロー値を回復することができた。空気量をみると、目標の 2.0% をほぼ確保できている。ここで、空気量は冬期と春期ではPP混入により若干増加し、夏期では経時とともに少しずつ増加していく傾向を示した。コンクリート温度は、

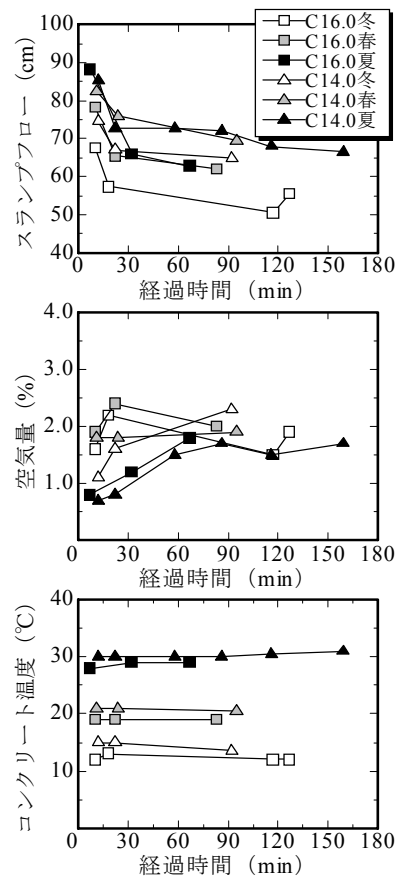


図-5 フレッシュ性状の経時変化の例

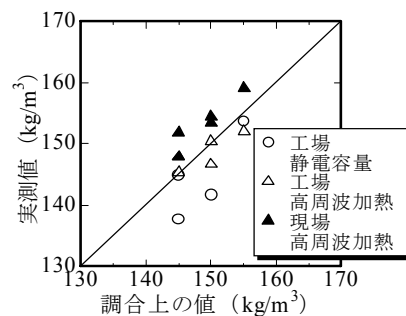


図-6 単位水量の測定結果

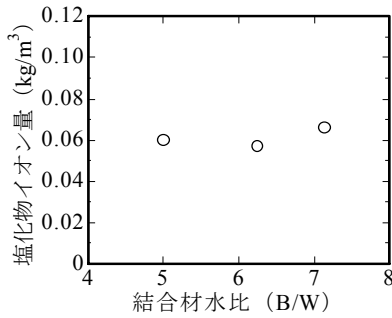


図-7 塩化物量の測定結果

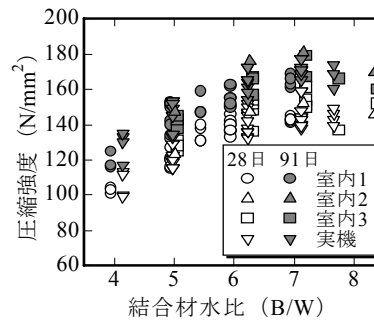


図-8 標準養生試験体の強度結果

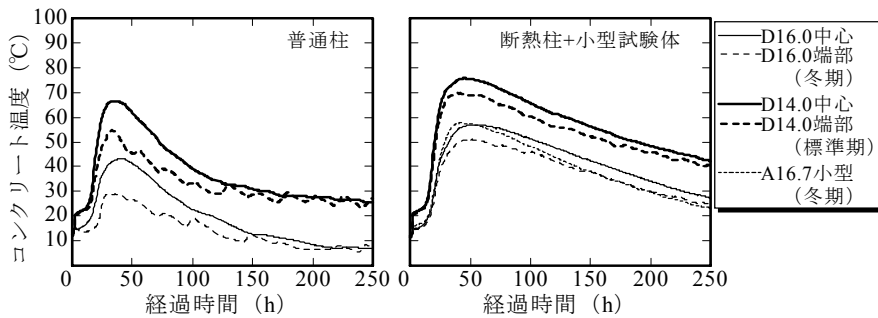


図-9 模擬試験体の温度履歴

それぞれの試験時期ごとに安定している。

調査上の単位水量と単位水量の測定結果の関係を図-6に示す。単位水量の測定は、生コン工場では静電容量法と高周波加熱乾燥法の2手法で、荷卸し現場では高周波加熱乾燥法で行った。その結果、単位水量の実測値はいずれの測定方法でも調査上の単位水量の±10kg/m³の範囲内にあった。

塩化物イオン量を測定した結果の例を図-7に示す。

Fc150N/mm²級の高強度コンクリートでは、単位結合材量が多いためセメント中の塩化物によりコンクリート中の塩化物イオン量が多くなるのが懸念されたが、測定の結果、JASS5¹⁾に定められた基準値の0.20kg/m³以下であることが確認された。これは、低熱ポルトランドセメント中の塩化物量が年平均0.0044%と、JIS R 5210⁶⁾に定められる0.02%以下に比べ低く抑えられているためと考えられる。

(2) 標準養生圧縮強度

標準養生における結合材水比と圧縮強度との関係を図-8に示す。なお、データ数が多く判別しづらいため、図中では結合材水比を±0.1の範囲でずらして示している。圧縮強度は、材齢28日と91日ともに、各結合材水比で20N/mm²程度のばらつきがみられた。その原因として、本論では多くの実験データを示しているため、骨材種類や生産時期、結合材の生産時期やシリカフュームの混合方法、あるいは練混ぜに使用したミキサの違いな

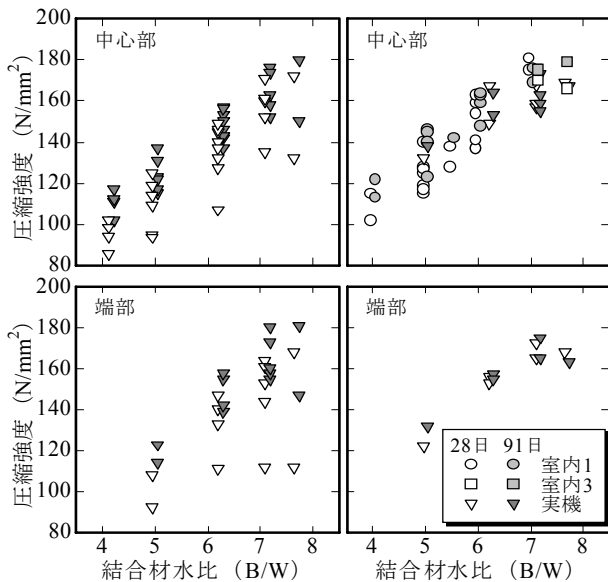
ど、多くの要因が影響したと考えられる。全体として、結合材水比7.0程度までは、結合材水比の増加に伴い強度自体は増加するが、強度の増加割合は小さくなっていく。しかし、結合材水比が7.5を超えると、得られる強度は結合材水比7.0と同等以下となり、頭打ちが顕著になった。

(3) 構造体コンクリート

模擬試験体で測定された温度履歴の例を図-9に示す。断熱柱では普通柱に比べて、最高温度が高く温度降下速度も緩やかとなることに加え、試験体中心部と端部との温度履歴の差が小さくなる。小型試験体の温度履歴は断熱柱とはほぼ一致していることがわかる。

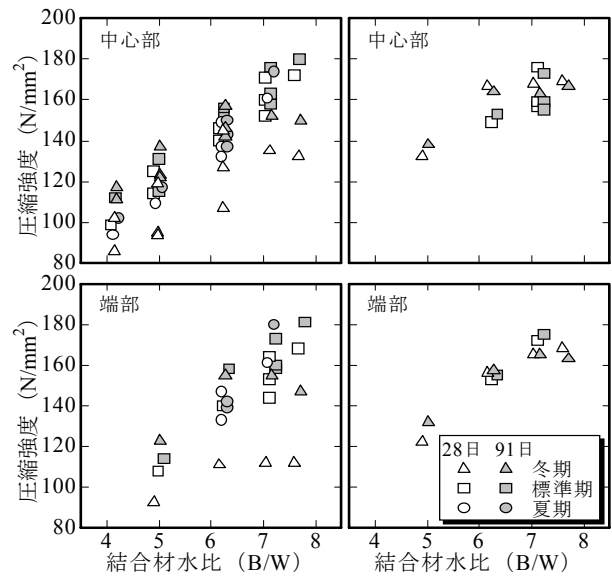
模擬試験体から採取したコア供試体について、結合材水比と圧縮強度との関係を図-10に、また、模擬柱試験体のコア強度を試験時期別にプロットした結果を図-11に示す。なお、図-8と同様に結合材水比を±0.1の範囲でずらして示している。全体的に、コア供試体では材齢28日までの強度発現が大きく、その後材齢91日までの強度増加量は小さい。また、結合材水比が大きくなっても、強度の頭打ち傾向はそれほど明確でなく、標準養生とは傾向が異なっている。

図-10より、小型試験体より採取したコア供試体の強度は、断熱柱のコア強度と同等で温度履歴が類似している結果と考えられる。普通柱の結果をみると、材齢28日のコア強度が低い結果も一部確認できるが、図-11より



(a) 普通柱 (b) 断熱柱+小型

図-10 模擬試験体強度 (シリーズ別)



(a) 普通柱 (b) 断熱柱+小型

図-11 模擬試験体強度 (試験時期別)

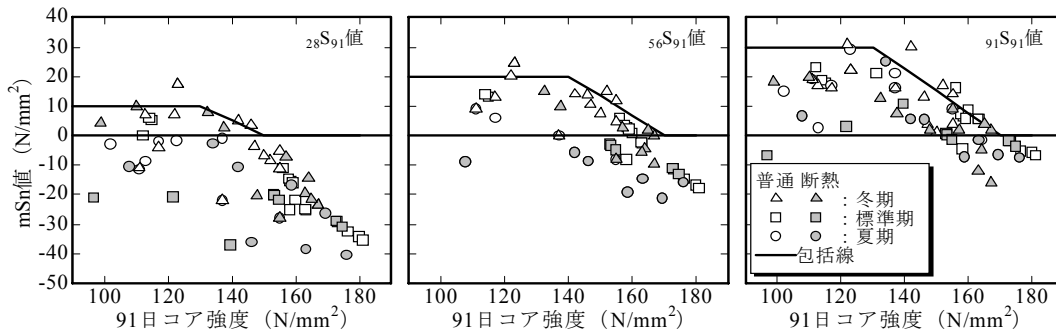


図-12 91日コア強度とmS₉₁値との関係

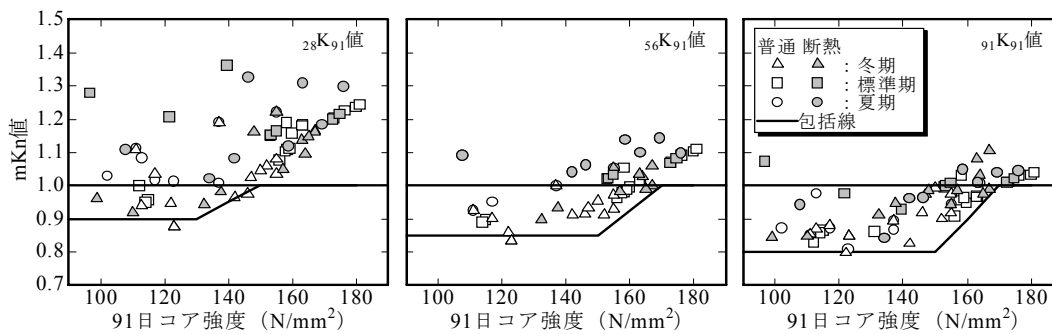


図-13 91日コア強度とmK₉₁値との関係

これは冬期試験の結果であることがわかる。また、冬期の普通柱では、温度履歴と同様に試験体内でのコア強度の差が大きい。材齢91日では試験体内の強度差は解消する傾向にあるが、結合材水比が大きい領域では得られる強度が低い傾向に変化はない。しかし、普通柱でも標準期や夏期の場合および冬期でも断熱柱の場合は、その他の時期と同等の強度が得られ、試験体内の強度差も小さいことが確認された。最高温度や養生温度が低いことが強度発現に悪影響を与えていると推察される。

4. 構造体コンクリート強度補正値の検討

標準養生強度を基準に構造体コンクリートの強度補正値 (mS₉₁値, mK₉₁値) を算出した。材齢91日コア強度でmS₉₁値を評価した結果を図-12に、mK₉₁値を評価した結果を図-13に示す。材齢91日コア強度が130N/mm²を超えると、強度の増加に伴いmS₉₁値の最大値は小さく、mK₉₁値の下限値は大きくなる。すなわち、強度の増加に伴い強度補正値が低減できると考えられる。

表-4 強度補正值の例

強度補正值	温度条件	設計基準強度(N/mm ²)					
		~ 100	110	120	130	140	150
$_{56}S_{91}$ (N/mm ²)	高温履歴なし	20	20	20	15	10	10
	高温履歴あり	15	15	15	10	5	0
$_{56}K_{91}$	高温履歴なし	0.85	0.85	0.85	0.9	0.9	0.95
	高温履歴あり	0.85	0.9	0.95	0.95	0.95	1.0

ここで、標準養生の管理材齢を28日とすると、 $_{28}S_{91}$ 値のほとんどが 0N/mm^2 未満となり、 $_{28}K_{91}$ 値のほとんどが 1.0 を超える。現状ではS値は 0N/mm^2 以上でK値は 1.0 以下の値をとるよう定められている²⁾ことから28日管理では過剰補正となり、標準養生の管理材齢を延長した $_{56}S_{91}$ 値、 $_{91}S_{91}$ 値や $_{56}K_{91}$ 値、 $_{91}K_{91}$ 値を用いた管理がより適切である。ただし、標準養生の管理材齢を91日にしても、コア強度が 140N/mm^2 を超えると、 mS_{91} 値が 0N/mm^2 未満、あるいは mK_{91} 値が 1.0 を超える結果がみられた。

試験体種類や試験時期について検討すると、冬期の普通柱では $_{56}S_{91}$ 値や $_{91}S_{91}$ 値はすべて 0N/mm^2 以上、 $_{56}K_{91}$ 値や $_{91}K_{91}$ 値はすべて 1.0 以下となる。すなわち、 $_{56}S_{91}$ 値では最低でも 10N/mm^2 の補正值、 $_{56}K_{91}$ 値では最低 0.95 の低減率が必要と考えられた。

標準養生で評価した $_{56}S_{91}$ 値ならびに $_{56}K_{91}$ 値の例を表-4に示す。なお、今回は強度補正值の算出を簡便にすることを目的に、最高温度や養生温度が低く得られる強度も低くなった冬期の普通柱を想定した「高温履歴なし」と、冬期以外の普通柱や冬期の養生温度不足の解消を行った断熱柱を想定した「高温履歴あり」の2通りに分類して強度補正值を示した。

5. まとめ

本論では、 $\text{Fc}150\text{N/mm}^2$ 級までの高強度コンクリートを練り混ぜ、養生条件と強度発現との関係を検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 市中の生コンプラントで十分に製造でききることと練混ぜ開始後 150 分までに、十分なフレッシュ性状を維持できることを確認した。
- 2) 爆裂対策として樹脂繊維を混入すると、その前後でのフレッシュ性状の変化が大きい。
- 3) 今回行った2通りの測定方法では、単位水量の実測値は調査上の値に対し $\pm 10\text{kg/m}^3$ の範囲にあった。
- 4) コンクリート中の塩化物イオン量は、 0.02kg/m^3 を大きく下回った。
- 5) 標準養生では結合材水比 7.0 程度で強度の頭打ち傾向がみられるが、 50°C を超える初期高温履歴を受けた場合、頭打ちは明確とならない。

- 6) 実強度が 140N/mm^2 以上のコンクリートでは、材齢 91日においても構造体コンクリート強度が、標準養生強度を上回る傾向があり、その傾向は強度が高いほど顕著となる。
- 7) 標準養生と構造体コンクリートとの強度補正值を整理し、設計基準強度ごとにその例を提案した。

本論は、限られたデータに基づいて検討を行った結果である。標準的な強度補正值の決定については、今後さらなる検討を行う所存である。

なお、本研究の成果により $\text{Fc}150\text{N/mm}^2$ までの高強度コンクリートについて、(財)日本建築総合試験所にて材料性能評価を受け、国土交通大臣の認定を取得したことを付記する。

謝辞：本研究の実施にあたり、住友大阪セメント(株)、東京エスオーシー(株)の諸氏には多大なご支援をいただきました。日本シーカ(株)の諸氏にはご助力いただきました。また、宇都宮大学 榊田佳寛教授にご指導をいただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5, 2003
- 2) 日本建築学会：高強度コンクリート施工指針(案)・同解説, 2005.2
- 3) 一瀬賢一：各種セメントを使用した高強度コンクリートの構造体コンクリート強度に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp1063-1068, 2005
- 4) 陣内 浩ほか：設計基準強度 150N/mm^2 クラスの高強度コンクリートによる実大RC柱の施工性と構造体強度発現性状の検討, 日本建築学会技術報告集, 第17号, pp.1-5, 2003.6
- 5) 神代泰道ほか：ジルコニア起源シリカ質微粉末混合セメントを用いた超高強度コンクリートの性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp1057-1062, 2005
- 6) 日本工業規格：ポルトランドセメント JIS R 5210-1997

初期高温履歴を受けた超高強度コンクリートの自己収縮特性

Autogenous Shrinkage Characteristic of Ultra High-Strength Concrete under High-Temperature Career at an Early Age

松田 拓 TAKU MATSUDA
河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI
西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO

水和発熱による初期高温履歴条件下での、超高強度コンクリートの自己収縮特性および膨張材による自己収縮低減効果を確認すべく、実構造物を模擬した温度履歴を与えた試験体の自己収縮ひずみを測定した。その結果、初期高温履歴条件下での自己収縮ひずみは20°C一定条件下に比べ大きく、最高温度が高いほど大きいこと、また膨張材による自己収縮低減効果が初期高温履歴条件下でも同様に得られることを確認した。一連の検討結果より、初期高温履歴下の自己収縮ひずみを最高温度と積算温度により予測する手法を提案した。

キーワード：超高強度コンクリート、自己収縮、初期高温履歴、積算温度、膨張材

A series of tests to evaluate the autogenous shrinkage characteristics and the effect of expansive additive under high-temperature career due to heat hydration at early age were carried out. The test results showed the followings; Autogenous shrinkage under high-temperature career was larger than under the 20°C career and was increased as the maximum temperature increased, and the expansive additive had also the shrinkage reduction effect. In addition, the prediction method of the autogenous shrinkage due to heat hydration evaluating maximum temperature and maturity was proposed.

Key Words: Ultrahigh-Strength Concrete, Autogenous Shrinkage, Temperature Career at Early Age, Maturity, Expansive Additive

1. はじめに

構造物の大型化や長寿命化および部材断面縮小への要求の高まり等により、設計基準強度（以下Fc）100N/mm²級の超高強度コンクリートが実用化されている¹⁾。最近では、Fc150N/mm²級²⁾や圧縮強度200N/mm²クラスの高強度繊維補強コンクリート³⁾が開発され、さらなる高強度化の要求は依然高まる傾向にある。一方、こうした超高強度コンクリートは自己収縮ひずみの発現が大きく、条件によってはひび割れ発生の危険性が高くなること⁴⁾が指摘されている。この対策を講じるためには、自己収縮ひずみの適切な予測および低減対策が求められるが、現状はそのためのデータ蓄積が十分とは言い難い。

コンクリートの自己収縮ひずみは、水セメント（結合材）比が小さくなるほど大きくなることのほかに、混和材としてのシリカフェームの使用や養生温度にも大きく影響されることが知られている⁵⁾。筆者らは、シリカフェームを使用したFc120N/mm²級の超高強度コンクリートを対象として、①施工時の水和発熱による初期高温履

歴条件下での自己収縮特性とともに、②膨張材によるその低減効果を確認してきた⁶⁾。今回、対象範囲をFc150N/mm²級のコンクリートまで広げ、①②を確認するとともに、初期高温履歴を受ける超高強度コンクリートの自己収縮ひずみの予測手法を提案した。

2. 試験概要

(1) 使用材料および調査

使用材料を表-1に、コンクリート調査および試験シリーズを表-2に示す。結合材には低熱ポルトランドセメントにシリカフェームを質量比で10%置換したもの（以下LSF）を使用した。

(2) 試験シリーズおよび養生温度条件

シリーズ1は、Fc120N/mm²級のコンクリートの20°C一定条件下での自己収縮特性と膨張材による低減効果の確認、および標準期施工を模擬した初期高温履歴条件下での自己収縮ひずみの確認を目的とした。

表-1 使用材料

材料	記号	諸物性	試験シリーズ
低熱ポルトランドセメント	C	密度 3.24g/cm ³ , 比表面積 3310cm ² /g	1, 2, 3
シリカフェーム	SF	密度 2.26g/cm ³ , 比表面積 22.5mm ² /g	1, 2, 3
低添加型膨張材	Ex	エトリンガイト-石灰複合系, 密度 3.05g/cm ³	1, 2, 3
細骨材	S	千葉県万田野山砂, 密度 2.63g/cm ³ , FM 2.53	1 (S1), 2 (S1)
		千葉県君津産山砂, 密度 2.58g/cm ³ , FM 2.62	3 (S1)
		高知県鳥形山産砕砂, 密度 2.66g/cm ³ , FM 2.73	3 (S2)
粗骨材	G	茨城県岩瀬産砕石, 密度 2.65g/cm ³ , FM 6.76	1, 2, 3
混和剤	SP	ポリカルボン酸塩系高性能AE減水剤	1, 2, 3

表-2 コンクリート調合

試験シリーズ	調合記号	W/B (%)	単位容積質量(kg/m ³)							自己収縮試験体の養生温度条件
			W	C	SF	Ex	S1	S2	G	
シリーズ1	LSF16	16	145	816	91	0	595	-	840	20°C一定は全調合, パターンAはLSF16, LSF16Ex25, LSF16Ex30に関し実施
	LSF16Ex20	16	145	796	91	20	594	-	840	
	LSF16Ex25	16	145	791	91	25	594	-	840	
	LSF16Ex30	16	145	786	91	30	593	-	840	
シリーズ2	LSF14	14	150	964	107	0	386	-	888	20°C一定
	LSF14Ex15	14	150	949	107	15	385	-	888	
	LSF14Ex20	14	150	944	107	20	385	-	888	
	LSF14Ex25	14	150	939	107	25	385	-	888	
シリーズ3	LSF16	16	145	816	91	0	359	245	827	パターンB
	LSF16Ex20	16	150	824	94	20	333	229	827	
	LSF14	14	150	966	107	0	273	182	827	
	LSF14Ex20	14	155	976	111	20	242	165	827	

シリーズ2は、Fc150N/mm²級のコンクリートの20°C一定条件下での自己収縮特性および膨張材による低減効果の確認を目的とした。

シリーズ3は、最も温度が高くなる夏期施工時の初期高温履歴条件下での自己収縮特性の確認を目的とした。

初期高温履歴条件下では、別途実測した模擬柱部材中心部の温度測定結果より温度履歴パターンをモデル化し、自己収縮試験体に雰囲気温度として与えた。温度履歴パターンを図-1に示す。パターンAは標準期、パターンBは夏期をそれぞれ模擬している。

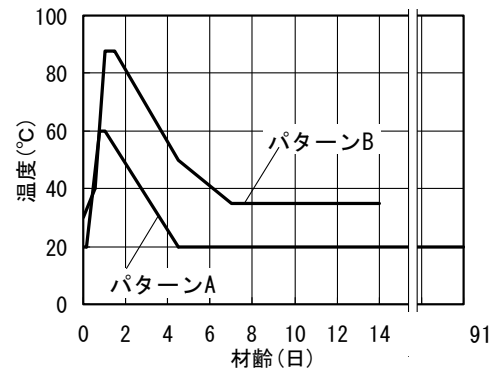


図-1 温度履歴パターン

表-3 凝結試験結果

調合記号	凝結(始発)(h-m)	調合記号	凝結(始発)(h-m)
LSF16	9-30	LSF14	12-40
LSF16Ex20	8-25	LSF14Ex15	9-25
LSF16Ex25	8-15	LSF14Ex20	8-50
LSF16Ex30	8-15	LSF14Ex25	8-10

3. 試験結果

(1) 養生温度20°C一定条件の結果

表-3および図-2に、凝結試験結果および20°C一定条件下の試験体の自己収縮ひずみと温度の測定結果を示す。なお、材齢の起点は注水時刻とし、自己収縮ひずみの起点は、埋込み型ひずみ計より検出される指示値が自己収縮による急激な変化を示した時刻と凝結始発時刻がほぼ同時刻であったことを確認し、凝結始発時刻とした。

いずれのコンクリートも、自己収縮ひずみは凝結始発から材齢1日弱にかけての収縮量が顕著であり、その後

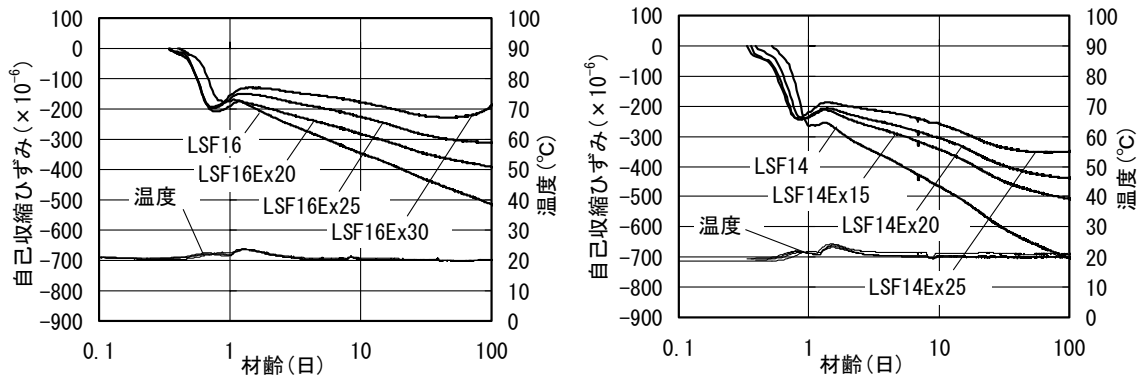


図-2 20℃一定条件下の自己収縮ひずみ

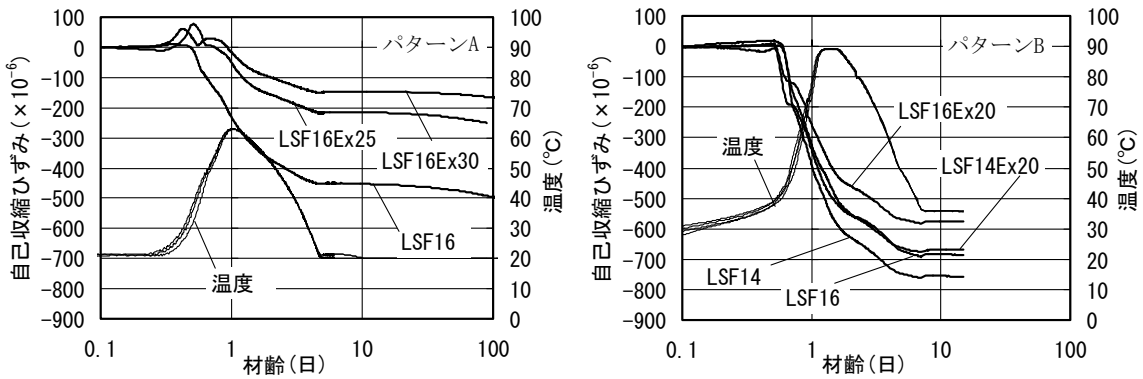


図-3 初期高温履歴条件下の自己収縮ひずみ

は進行が緩やかに継続した。材齢1日付近で自己収縮ひずみ量が減少傾向を示す理由としては、線膨張係数を若材齢時より一定値と仮定したためと考えられる⁴⁾。膨張材を添加したコンクリートの自己収縮ひずみは、添加量の増加に伴い小さくなり、LSF16Ex30は材齢60日以降で膨張傾向を示した。

(2) 初期高温履歴条件の結果

図-3に、初期高温履歴を与えた試験体の自己収縮ひずみおよび温度測定結果を示す。初期高温履歴を与える試験方法の場合、凝結始発時刻を確認することが困難となるため、自己収縮ひずみ算出の起点は注水時刻として表記している。その結果、20℃一定条件下の試験結果と同様に、埋込み型ひずみ計より検出される指示値の急激な変化が認められ、この時点が凝結始発でありかつ自己収縮ひずみの発生時刻と推定される。膨張材を添加しないコンクリート(プレーン)および膨張材を添加したコンクリート(膨張コン)ともに自己収縮ひずみの発生時期は20℃一定条件下の結果と大差なかった。膨張コンに関して、初期に膨張傾向を示すものもあり、膨張材と結合材の温度活性の差や若材齢時の線膨張係数の影響⁶⁾等を考慮した検討が必要と考えられ、今後の課題としたい。

いずれのコンクリートも、自己収縮ひずみ増進は初期に大きく、温度降下後は非常に緩やかになった。

(3) 膨張材による自己収縮ひずみ低減効果

図-4に、材齢14日における自己収縮ひずみと単位膨張材量との関係を示す。水結合材比(W/B)=16%の20℃一定条件下の場合に若干折れ線になるものの、いずれの養生温度条件でも、自己収縮ひずみと単位膨張材量との関係はほぼ直線となった。養生温度条件により多少のばらつきはあるものの、単位膨張材量をおおむね20kg/m³増量することにより、自己収縮ひずみを100×10⁻⁶低減させる結果となった。

図-5に、各養生温度条件下の材齢1, 2, 3, 7, 14日における膨張コンとプレーンの自己収縮ひずみの比と膨張材添加量との関係を示す。両者の関係における試験ケースによる差異は、材齢1日の時点では大きいものの、材齢2日~14日の範囲では小さくなった。

今回の実験範囲では、膨張材の添加量と自己収縮ひずみ低減率との関係は、養生温度条件によらず材齢2~14日の範囲でほぼ同じであり、膨張材添加量を15~20kg/m³とすることで、プレーンの自己収縮ひずみが約20%低減される結果となっている。

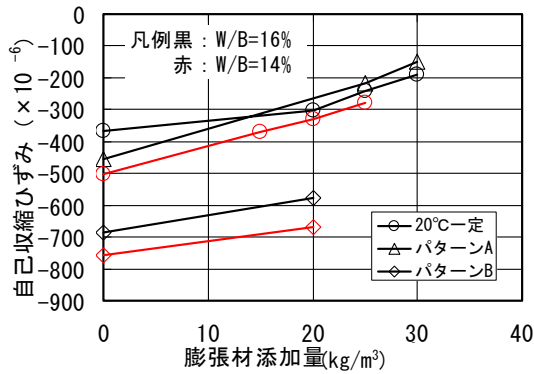


図-4 膨張材添加量と自己収縮ひずみとの関係

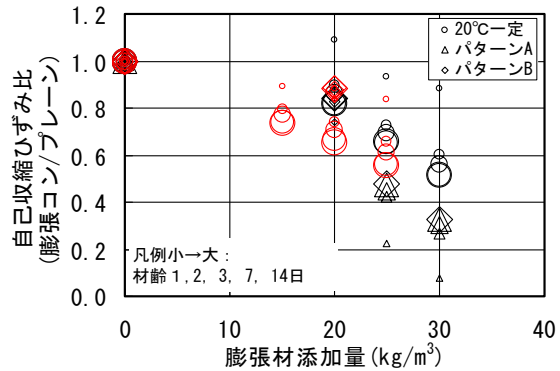


図-5 膨張材添加量と自己収縮ひずみ比との関係

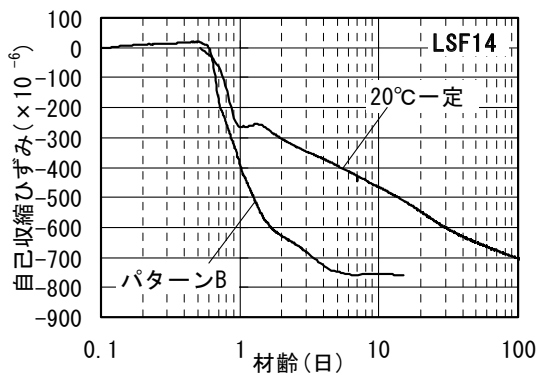
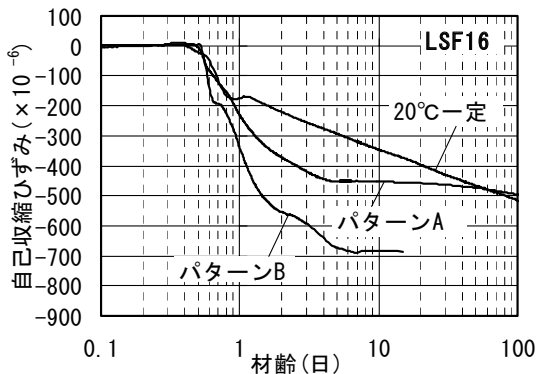


図-6 自己収縮ひずみに与える初期高温履歴の影響

(4) 自己収縮ひずみへの初期高温履歴の影響

図-6に LSF16 および LSF14 の自己収縮ひずみ測定結果を示す。初期高温履歴下での自己収縮ひずみは20°C一定条件下に比べ初期に大きく増進し、その進行速度は最高温度が高いほど速くなり、温度降下後は非常に緩やかになった。LSF16に関し、20°C一定条件下での自己収縮ひずみは材齢1日以降一定の速度で進行し、材齢60日付近で最高温度が60°CであるパターンAに追いついたが、最高温度が90°CであるパターンBには材齢100日時点でも達しなかった。LSF14に関しても、同様の傾向が確認された。今般、シリカフェームを混和材として使用したコンクリートに関して、初期高温履歴下で強度発現や内部組織の緻密化の進行が促進される傾向⁸⁾が指摘されているが、自己収縮に及ぼす初期高温履歴の影響は、それらの傾向と類似している。

4. 自己収縮ひずみ予測手法の検討

(1) 圧縮強度による自己収縮ひずみの評価

図-7に、シリーズ3で得られた同一養生温度条件の円柱供試体より得られた圧縮強度の20°C封かん養生28日強度に対する比を示す。初期高温履歴条件下における圧縮強度は、材齢3日時点で20°C封かん養生供試体の材齢28日強度と同等以上の発現を示し、材齢14日にかけての増

進は小さかった。

図-8に、シリーズ3で得られた圧縮強度と自己収縮ひずみの関係を示す。プレーンと膨張コンそれぞれに、水結合材比によらず圧縮強度と自己収縮ひずみには相関が見られた。

(2) 最高温度と積算温度による評価

養生温度条件の異なる自己収縮ひずみを、積算温度もしくは有効材齢⁹⁾を独立変数として統一的に評価する方法が知られている。図-9にそれらを独立変数とした整理結果を示す。今回は、いずれも統一的な評価は難しい結果であった。

自己収縮に起因するひび割れ危険性は、比較的初期の材齢で高くなるとされている^{4),10)}。これは、初期材齢での実構造物のコンクリートの自己収縮ひずみ増進が、高温履歴により大きくなる影響と考えられ、自己収縮ひずみの予測手法にはこの範囲での精度が特に求められる。

そこで、得られた試験結果より材齢14日以内のデータを抽出し、その範囲で実用的な自己収縮ひずみの予測手法を検討した。橋田ら⁴⁾は、初期高温履歴条件下と20°C一定条件下におけるコンクリートの自己収縮ひずみの比 γ を、最高温度をパラメータとして評価することを試みている。本検討では、材齢14日時点での γ_{14} と最高温度 T_{max} と20°Cの差(°C)の関係に着目した。

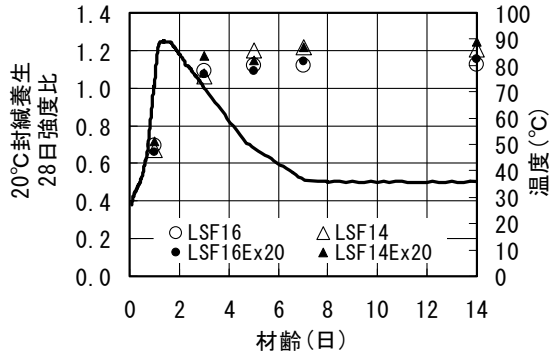


図-7 圧縮強度の発現

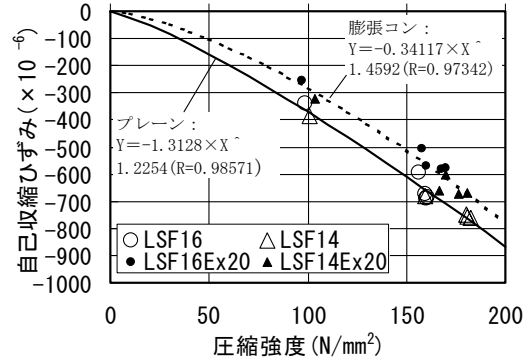


図-8 自己収縮ひずみと圧縮強度

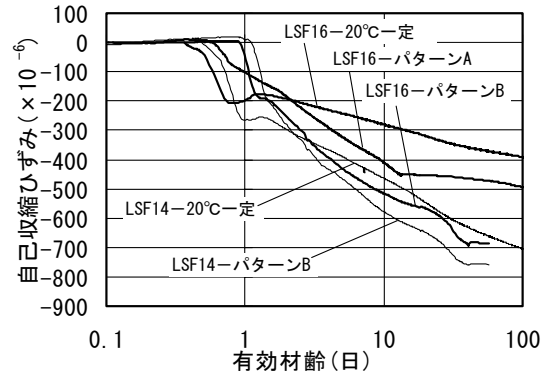
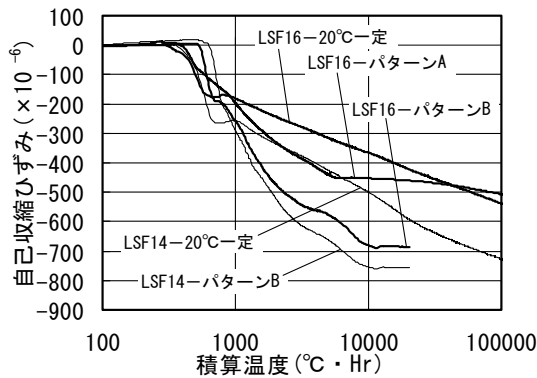


図-9 積算温度および有効材齢による自己収縮ひずみの評価

$$\gamma_{14} = \epsilon_{14as} / \epsilon_{14as20} \quad (1)$$

ここに、

ϵ_{14as} 、 ϵ_{14as20} : 初期高温履歴および20°C一定条件下の、それぞれ材齢14日での自己収縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)

図-10に、今回の実験より得られた $T_{max} - 20$ (°C) と γ_{14} との関係を示す。両者には相関が認められ、今回検討対象とした $W/B = 14 \sim 16$ の範囲では W/B の影響は無視できると仮定し、これらの結果を回帰式 (2) を得た。

$$\gamma_{14} = 1 + 2.0 \times (T_{max} - 20)^{1.92} \times 10^{-4} \quad (2)$$

この結果より、JCI 自己収縮委員会の提案式¹¹⁾に γ_{14} を導入して拡張し、初期高温履歴の影響を考慮した自己収縮ひずみ ϵ_{as} ($\times 10^{-6}$) 予測式として式 (3) を提案する。

$$\epsilon_{as} = \gamma_{14} \epsilon_{as20} \times [1 - \exp\{-a(M - M_0)^b\}] \quad (3)$$

ここに、

M : 注水時刻を起点とし基準温度を -10°C とした積算温度 ($^\circ\text{C} \cdot \text{Hr}$)

M_0 : 自己収縮起点の積算温度 (実測値)

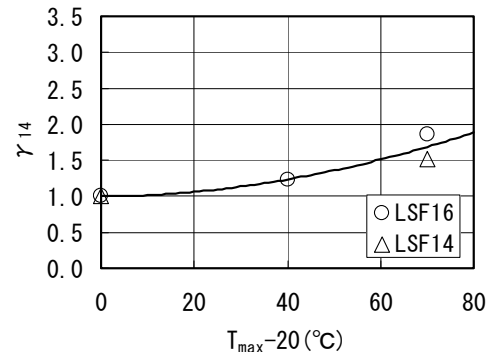


図-10 $T_{max} - 20$ (°C) と γ_{14} との関係

a, b : 自己収縮進行特性を表す係数、

a, b は水結合材比により決定される定数であるため、LSF16およびLSF14それぞれの実測値を式 (3) により回帰し、得られた結果の平均値より決定した。図-11に実測値と提案手法による算定結果との比較を、表-4に自己収縮算定に用いたパラメータをそれぞれ示す。提案手法は、材齢14日までの範囲で初期高温履歴を受ける自己収縮挙動をおおむね表現できていると考えられる。

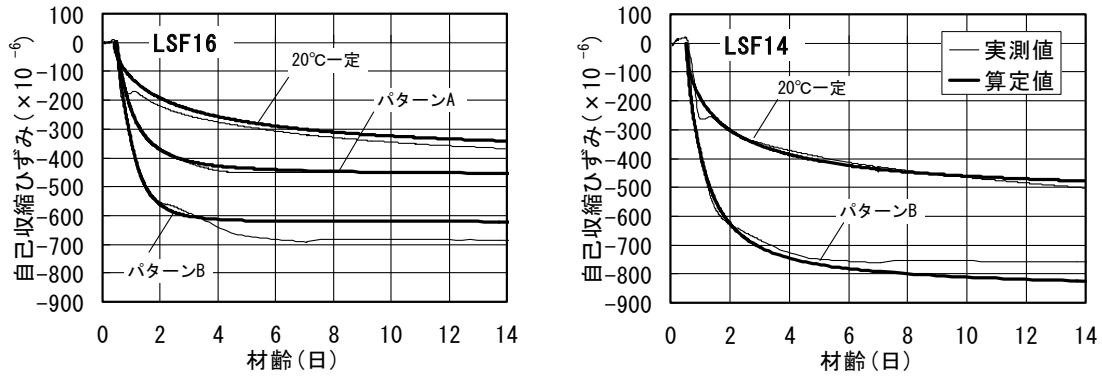


図-11 提案手法による自己収縮ひずみの評価

5. まとめ

初期高温履歴条件下における、 $F_c120 \sim 150N/mm^2$ クラスの超高強度コンクリートの自己収縮特性および膨張材による自己収縮低減効果に関し、以下の知見を得た。

- ① 初期高温履歴下での自己収縮ひずみは20℃一定条件下に比べ初期に大きく増進し、その進行速度は最高温度が高いほど速くなり、温度降下後は非常に緩やかになる。
- ② 膨張材の使用による自己収縮の低減効果は初期高温履歴下でも得られ、添加量に伴い大きくなる。
- ③ 材齢14日時点の初期高温履歴を受けた自己収縮ひずみの20℃一定条件に対する比は、最高温度により評価できる。
- ④ 材齢14日までの範囲での初期高温履歴下の自己収縮ひずみの発現は、20℃一定条件下の自己収縮ひずみと最高温度および積算温度で予測できる。
- ⑤ 自己収縮ひずみの予測精度は、a)圧縮強度、b)最高温度と積算温度、それぞれを指標とした予測手法を併用することにより、向上が期待できる。

今回提案した自己収縮ひずみ予測手法は、今後のデータ蓄積により精度の向上および適用範囲の拡大が期待され、汎用性が高まると考えられる。

謝辞：本検討の実施にあたり、住友大阪セメント(株)の諸氏には実験計画からまとめまでご協力を頂きました。ここに記し感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 松田拓ほか： F_c100N/mm^2 クラスの高強度コンクリートの品質管理，日本建築学会大会学術講演梗概集，A-1，pp515-520，2004.8
- 2) 陣内浩ほか：実用化を迎えた $[F_c]150N/mm^2$ 級超高強度コンクリートの性能，セメント・コンクリート，

表-4 自己収縮ひずみ算定に用いたパラメータ

調査記号	ϵ_{14as20} ($\times 10^{-6}$)	$T_{max}-20$ ($^{\circ}C$)	a	b	M_0 ($^{\circ}C \cdot Hr$)
LSF16 -20℃	-368	0	0.007	0.7016	295
LSF16 -パターンA	-368	40	0.007	0.7016	406
LSF16 -パターンB	-368	70	0.007	0.7016	506
LSF14 -20℃	-501	0	0.017	0.5556	356
LSF14 -パターンB	-501	70	0.017	0.5556	582

No.678, pp10-16, 2003.8

- 3) 黒岩正ほか：超高強度繊維補強コンクリートを用いた国内初の道路橋—東九州自動車道道堀越Cランプ橋—，コンクリート工学，2005-10,pp.39-44
- 4) 橋田浩ほか：自己収縮と水和膨張による高強度コンクリートの連成ひずみ特性に関する検討，コンクリート工学論文集，第13巻第1号，pp25-32，2002年1月
- 5) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの自己収縮研究委員会報告書，pp120，2002.9
- 6) 上原伸朗ほか：超高強度コンクリートの自己収縮低減，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.27，No.1，pp1099-1104，2005
- 7) 日本コンクリート工学協会：超流動コンクリート研究委員会報告書(II)，pp209-210，1994.5
- 8) 河上浩司ほか：高強度コンクリートの圧縮強度発現と微細構造に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.27，No.1，pp1075-1080，2005
- 9) 土木学会：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，pp30，2002
- 10) 今本啓一：超高強度コンクリート実大柱の自己収縮応力に及ぼす水和熱の影響，日本建築学会構造系論文集 第503号，pp17-22，1998.1
- 11) 日本コンクリート工学協会：自己収縮研究委員会報告書，pp117，1996.11

高強度コンクリートの強度発現に与える 初期温度履歴の影響に関する研究

Study on the Influence to Strength Development of High-Strength Concrete by Temperature Career at Early Age

河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI
松田 拓 TAKU MATSUDA
西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO

本論文の目的は、材齢 91 日において構造体コンクリート強度が、標準養生供試体の強度を上回る条件を調べることである。実験は、低熱ポルトランドセメントとシリカフェームを混合した結合材で作製した供試体にモデル温度履歴を与えて強度発現を確認した。その結果、水結合材比が 17%以下のコンクリートが硬化初期に 60℃まで加熱されると、構造体コンクリート強度は、標準養生供試体の強度を超える傾向があることを確認した。

キーワード：強度発現、高強度コンクリート、温度履歴、低熱ポルトランドセメント、シリカフェーム

This study was carried out for the purpose of clarifying the conditions in which the 91st day strength of the structural concrete exceeds that of the standard curing specimen. Under the model temperature profiles, the strength development of specimens made with low-heat portland cement and a binder containing silica fume was investigated. As a result, it was confirmed that the strength of the structural concrete with a water-binder ratio of 17% or less tends to exceed the standard curing specimens when heated at 60 degrees in the initial stages of the setting period.

Key Words: Strength Development, High-Strength Concrete, Temperature Career, Low-Heat Portland Cement, Silica Fume

1. はじめに

近年、高層 RC 造をはじめとする建築構造物において、使用されるコンクリートの設計基準強度は、建築工事標準仕様書・同解説鉄筋コンクリート工事 (JASS 5) の19節「高強度コンクリート」において主な想定範囲とされている「 36N/mm^2 を超え 60N/mm^2 以下」¹⁾をはるかに超えて 100N/mm^2 に至っている。このような、いわゆる超高強度コンクリートは、セメント単体での製造が非常に困難であり、ポルトランドセメントにシリカフェームをはじめとする特殊混和材を混入した結合材を使用するのが一般的である。現在、超高強度コンクリート用結合材の強度発現性状に関する研究は数多く行われており、最近では設計基準強度 150N/mm^2 級の高強度コンクリートについての報告例も見られる^{2),3),4)}。

このような既往の研究のほとんどで 1m 角程度のブロック試験体の上下を断熱した模擬柱試験体を製作し、温

度履歴とともに試験体より採取したコア強度について報告がなされている。これらの報告の中で、材齢91日程度までの強度発現の傾向として、標準養生供試体よりもコア供試体や簡易断熱養生供試体のような高温履歴を受けた供試体のほうが高強度となる場合があることや、その中でも低水結合材比のコンクリートほどその傾向が強いという報告がいくつかなされており³⁾、筆者らも過去に同様の報告を行っている^{5),6)}。

しかしながら、これらの研究のほとんどはそれぞれのケースでの報告にとどまっており、初期高温履歴を受けたコンクリートの圧縮強度が標準養生や20℃で養生された供試体の強度を上回る範囲や、その温度履歴の条件について検討を行った例はほとんどない。そこで今回、水結合材比20%以下の高強度コンクリートを対象に、結合材種類、最高温度およびその保持時間に起因する温度履歴をパラメータとして強度発現性状を確認し、最高温度や積算温度などとの関係について整理した。その結果よ

表-1 試験パラメータ

要因	水準	備考
結合材の組合せ	3種類	結合材A L1+SF1 結合材B L2+SF1 結合材C (SFC, プレミックス)
水結合材比(W/B)	3水準	20.0%, 16.7%, 14.3%
養生方法	8種類	標準水中 20℃封かん モデル温度 設定最高温度40℃(28h, 70h, 100hまで保持) モデル温度 設定最高温度60℃(28h, 70h, 100hまで保持)
試験材齢	5材齢	3, 7, 28, 91, 182日

表-2 使用材料

材 料		仕 様	記号	
結合材	セメント	低熱ポルトランドセメント	密度:3.24g/cm ³ , 比表面積:3350cm ² /g, C ₃ S:24%, C ₂ S:56%	L1
			密度:3.22g/cm ³ , 比表面積:3510cm ² /g, C ₃ S:32%, C ₂ S:51%	L2
		シリカフェームプレミックスセメント	密度:3.08g/cm ³ , 比表面積:6170cm ² /g, L2をベースに内割10%分のSF2を工場でプレミックス	SFC
	混和材	シリカフェーム	密度:2.20g/cm ³ , 比表面積:22.6m ² /g, SiO ₂ :95.6%, Ig. loss:1.4%	SF1
		密度:2.24g/cm ³ , 比表面積:17.6m ² /g, SiO ₂ :95.2%, Ig. loss:1.5%	SF2	
骨材	細骨材	砂(鬼怒川産川砂)	表乾密度:2.58g/cm ³ , 吸水率:2.09%, FM:2.47	S
	粗骨材	硬質砂岩碎石(硬質砂岩)	表乾密度:2.65g/cm ³ , 吸水率:0.60%, 実積率:58.9%	G
化学混和剤		高性能減水剤	ポリカルボン酸系	SP

表-3 セメント試験結果

セメント・結合材	L1	L2	SFC
圧縮強さ (N/mm ²)	3日	—	13.1 (-)
	7日	16.7 (≧7.5)	18.7 (≧7.5)
	28日	53.8 (≧22.5)	57.7 (≧22.5)
	91日	79.2 (≧42.5)	81.0 (≧42.5)
水和熱 (J/g)	7日	188 (≦250)	227 (≦250)
	28日	258 (≦290)	288 (≦290)
試験方法	JIS R 5201 (W/C50.0%で試験)		New RC案 ⁶⁾ (W/B30.0%で試験)

() 内は規定値

り、強度発現に与える初期高温履歴の影響と、初期高温履歴養生を受けるコンクリートの強度が標準養生や20℃封かん養生供試体を上回る条件について検討した。

2. 実験概要

(1) 実験パラメータ

今回の実験における要因と水準との関係を表-1に示す。

結合材は、低熱ポルトランドセメントとシリカフェームとを組み合わせたものとし、シリカフェームの置換率はすべて単位結合材量の内割10%と定めた。使用した3種類の結合材における低熱ポルトランドセメントとシリカフェームの組み合わせとその混合方法は以下に示すとおりである。結合材の組み合わせ種類は、L1+SF1(結合材A)とL2+SF1(結合材B)、そしてL2+SF2(結合材C)である。セメントとシリカフェームの混合方法として、結合材AとBではコンクリートを練り混ぜる時に

粉末状のシリカフェームを別途に混入した。結合材Cは工場でシリカフェームがプレミックスされており、混合後の物性は表-1中のシリカフェームプレミックスセメント(SFC)に示すとおりである。

水結合材比(W/B)は、20.0%、16.7%、14.3%の3水準に設定した。また、養生方法は標準水中養生と20℃封かん養生、そして封かん養生供試体に対し恒温恒湿槽を用いて6種類(設定最高温度2種類×保持時間それぞれ3種類)のモデル温度履歴を与えた計8種類であり、詳細については後述する。

(2) 使用材料

今回の実験で使用した材料を表-2に示す。低熱ポルトランドセメント(記号:L)は、生産者が異なる2種類(L1, L2)を使用した。また、使用したシリカフェーム(SF)も生産者の異なる2種類(SF1, SF2)を使用している。

低熱ポルトランドセメントのL1とL2を比較すると

表-4 シリカフェーム試験結果

種類・記号		SF1	SF2
活性度指数 (%)	7日	109 (≧95)	97 (≧95)
	28日	118 (≧105)	117 (≧105)
試験方法		JIS A 6207	

() 内は規定値

表-5 コンクリート調合

記号	W/B (%)	B/W	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					空気量 (%)
				W	C	SF	S	G	
A20	20.0	5.0	47.4	150	675	75	718	819	2.0
A16	16.7	6.0	42.6	150	810	90	593	819	2.0
A14	14.3	7.0	37.0	150	945	105	468	819	2.0
B20	20.0	5.0	47.3	150	675	75	715	819	2.0
B16	16.7	6.0	42.5	150	810	90	589	819	2.0
B14	14.3	7.0	36.7	150	945	105	463	819	2.0
C20	20.0	5.0	47.3	150	750	—	715	819	2.0
C16	16.7	6.0	42.5	150	900	—	590	819	2.0
C14	14.3	7.0	36.8	150	1050	—	464	819	2.0

物性にそれぞれ若干の差がみられ、比表面積およびエーライト (C₃S) 量の割合は L1 のほうが L2 に比べ 8% ほど小さく、ピーライト (C₂S) 量の割合は逆に L1 のほうが L2 に比べ 5% ほど大きい。

セメントの圧縮強さと水和熱の試験結果を表-3に示す。試験は L1 と L2 についてはJIS R 5201⁷⁾に、結合材 Cは New RC 案⁸⁾に従って行っている。L1 と L2 は水セメント比50%での試験結果であり、本実験の対象範囲とは大きく異なるが、この条件で圧縮強度を比較すると材齢7日では L1 のほうが10%程強度は低い、材齢91日になると両者の強度はほぼ同等となる。また、水和熱は L1 のほうが材齢7日で15%以上、28日でも10%程度少なく表-2に示したセメント化学組成の差が確認できる。結合材Cは水結合材比30%の結果であるが、規定値に対して十分に大きな値が得られている。

表-2よりシリカフェームの物性を比較すると、SF1 と SF2 では比表面積に大きな差がみられる。また、表-4よりシリカフェームの活性度⁹⁾を比較すると、材齢7日では比表面積が大きい SF1 の活性度は SF2 に比べて10%以上高いが、材齢91日の活性度はどちらもほぼ同等となっている。

そのほか、細骨材は鬼怒川産の川砂、粗骨材は葛生産の硬質砂岩砕石を使用した。化学混和剤は、超高強度コンクリート用のポリカルボン酸系高性能減水剤を使用した。

(3) 調合

コンクリートの調合を表-5に示す。コンクリートの調合記号は、結合材の記号と水結合材比の整数部分の組み

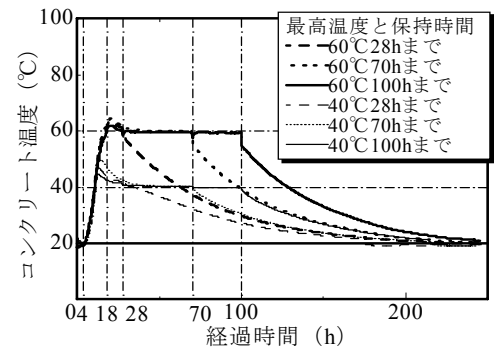


図-1 模擬柱試験体の温度履歴の例と設定モデル温度履歴

合わせて表すこととする。今回の実験では、結合材種類以外の影響を極力除外するために、すべての調合で単位水量と単位粗骨材量を一定値に設定した。

(4) 供試体の作製

今回の実験では、同一の調合で設定温度を60°Cと40°Cの2種類設定したため、結合材種類ごとに60°Cシリーズ(記号: H)と40°Cシリーズ(記号: L)の2つのシリーズに分けて練り混ぜた。この際、シリーズ間の強度差を確認するため、標準養生と20°C封かん養生の供試体を採取した。

コンクリートは、容量100ℓの強制2軸練りミキサを使用して1バッチあたり65ℓを練り混ぜ、練り盤で2バッチ分を混合して一試料とした後に供試体を採取した。練り混ぜは、すべてモルタルの先練りを行い120~360秒練り混ぜ、粗骨材を投入した後は120~180秒練り混ぜた。コンクリートの目標練り上がり温度は20°Cとし、必要に応じて練り混ぜ水に冷水を使用した。

20°C封かん養生供試体とモデル温度履歴を与える供試体は、製作後直ちにラップで封かんし、温度履歴を与える供試体は速やかに恒温恒湿槽へ移動した。設定したモデル温度履歴は、これまでに行った模擬柱試験体の温度履歴や、周囲を発泡スチロールで断熱した試験体の温度履歴を考慮して設定したもので、模擬試験体の温度履歴の例と設定した温度履歴を図-1に示す。与えたモデル温度履歴は、練り上がり後に4時間の前養生を行い、単位時間あたりの温度上昇量を3°C/hourとして、高温側の設定最高温度である60°Cには18時間後に、低温側の設定最高定温度である40°Cには約11時間後に到達させてい

表-6 フレッシュ試験結果

調査記号	フロー (cm)	フ-50cm (sec)	フ-停止 (sec)	空気量 (%)	コンクリート温度 (°C)	単位容積質量 (t/m ³)
A20	57.8	19.2	51.7	2.4	20.0	2.414
A16	64.0	18.7	121.2	2.2	21.5	2.449
A14	64.3	38.6	150.6	2.5	23.5	2.459
B20	55.5	20.4	65.4	2.5	20.0	2.435
B16	69.0	19.1	139.6	2.3	21.5	2.429
B14	67.8	38.4	130.4	2.8	26.5	2.458
C20	70.5	8.9	90.1	2.1	19.0	2.405
C16	71.0	14.4	124.1	2.3	19.5	2.442
C14	66.3	32.2	134.9	1.7	20.0	2.475

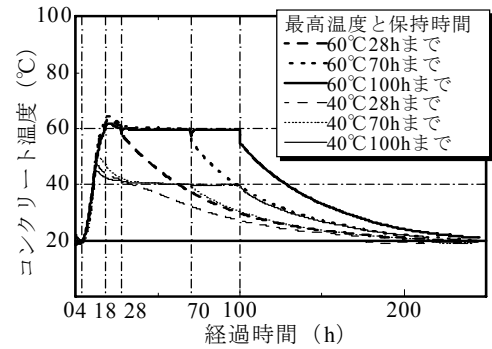


図-2 測定温度

る。設定温度に到達した後はそれぞれの設定最高温度を保持し、所定の経過時間とした28時間、70時間、そして100時間で恒温恒湿槽から取り出した。取り出した供試体は、養生室中に存置した100mm厚の発泡スチロールで覆われた簡易断熱箱の中で20°Cまで徐々に冷却し、以降は試験材齢まで20°Cで養生した。なお、コンクリートの温度は、熱電対を設置したダミー供試体を用意し測定した。

3. 試験結果

(1) フレッシュ性状

コンクリートのフレッシュ試験結果を表-6に示す。スランプフロー値の範囲は55～71cm、空気量の範囲は2.0% ± 1.0%であった。50cmフロー時間は、水結合材比20.0%と16.7%に関しては10～20秒程度であったが、14.3%については30秒以上となり粘性が極端に高くなっている。全体的に、結合材Cではその他の2種類に比べ50cmフロー時間が早い傾向があり、プレミックスされている効果と考えられる。コンクリートの練り上がり温度は19.0～26.5°Cの範囲となった。その中で、水結合材比が14.3%のコンクリートでは、所要の性状を得るために必要な練混ぜ時間が長くなりコンクリート温度が高くなる傾向がある。

(2) 温度履歴

ダミー供試体で測定された温度履歴の例を図-2に示す。設定した到達温度である60°Cや40°Cに到達した直後は、コンクリート自体の発熱や熱容量の影響により、一時的に設定最高温度よりも高くなっている。また、簡易断熱箱の断熱性により急激な温度降下が抑制されていることがわかり、全体的には想定した温度履歴に近い履歴である。

(3) 圧縮強度

圧縮強度の試験結果を表-7に、試験体記号の説明を表-7の右下に示す。試験体記号は結合材種類、水結合材比、シリーズの設定最高温度区分、そして養生方法もしくは設定最高温度を保持した時間の順で示している。

標準養生供試体と20°C封かん養生供試体について、材齢別の結合材水比と圧縮強度との関係を図-3に示す。なお、図中には材齢3日、7日、28日そして91日の回帰線を示す。結合材種類ごとの強度発現の傾向や強度の大小関係は、標準養生と20°C封かん養生のどちらも同様であった。圧縮強度は、材齢3日や7日では結合材種類に関係なくほぼ同強度であるが、材齢28日以降になると一貫して結合材Aが高強度となる傾向がみられる。シリカフェームの物性が多少異なっても得られる強度に与える影響は比較的小さいという報告¹⁰⁾があることから、ベースとするセメントの違いと考えると、結合材AではベースセメントL1中のC₂S量がより多いことが長期強度増加量が大きくなった一因と考えられる。

結合材Bと結合材Cの圧縮強度を比較すると、結合材水比5.0では各材齢で強度が一致しているが、より結合材水比が高い領域をみると、結合材Bのほうが材齢91日の強度が高い。結合材Bと結合材CではベースセメントはL2で同一であるが、今回の結果の範囲ではSF1を使用した結合材Bのほうが最終的に高強度となった。シリカフェームの影響は比較的小さいと仮定すると、混合方法が異なる影響が考えられるが、今回の実験の範囲では未確認である。

標準養生と20°C封かん養生供試体の強度の関係を図-4に示す。100N/mm²近辺ではわずかに標準養生のほうが大きい領域もあるが、全体的には標準養生と20°C封かん養生との間は大きな強度差は確認できない。一般に、圧縮強度が100N/mm²程度までのコンクリートでは、標準養生のほうが20°C封かん養生より高強度となるといわれているが¹¹⁾、圧縮強度が150N/mm²に至る高強度コンクリートでは、組織が緻密化するため標準養生でも外部か

表-7 圧縮強度試験結果

設定温度	記号	圧縮強度(N/mm ²)					記号	圧縮強度(N/mm ²)					記号	圧縮強度(N/mm ²)				
		3	7	28	91	182		3	7	28	91	182		3	7	28	91	182
60℃	A20-W	-	83.6	116	142	147	B20-W	-	87.6	123	141	141	C20-W	-	83.7	121	133	136
	A20-S	-	82.1	115	138	142	B20-S	-	88.3	119	137	136	C20-S	-	84.1	115	133	132
	A20-28h	-	112	117	132	130	B20-28h	-	124	126	128	132	C20-28h	-	114	122	118	122
	A20-70h	-	118	129	130	131	B20-70h	-	130	133	140	137	C20-70h	-	121	126	123	126
	A20-100h	-	119	127	131	137	B20-100h	-	132	137	136	134	C20-100h	-	124	130	127	124
	A16-W	-	102	137	152	157	B16-W	-	95.5	130	143	145	C16-W	-	98.8	128	138	141
	A16-S	-	92.9	133	159	153	B16-S	-	94.5	124	142	149	C16-S	-	101	125	134	141
	A16-28h	-	124	135	153	153	B16-28h	-	128	144	141	150	C16-28h	-	127	130	136	139
	A16-70h	-	137	146	156	154	B16-70h	-	145	142	140	141	C16-70h	-	139	142	138	138
	A16-100h	-	138	149	153	156	B16-100h	-	145	141	145	140	C16-100h	-	137	144	142	142
	A14-W	-	105	142	166	166	B14-W	-	103	129	151	147	C14-W	-	101	144	140	146
	A14-S	-	98.4	147	169	156	B14-S	-	104	132	156	148	C14-S	-	110	139	142	147
	A14-28h	-	140	147	159	159	B14-28h	-	140	144	157	151	C14-28h	-	146	146	150	146
	A14-70h	-	157	158	165	165	B14-70h	-	151	155	151	150	C14-70h	-	146	145	148	150
A14-100h	-	149	152	165	164	B14-100h	-	143	152	156	163	C14-100h	-	143	149	148	152	
40℃	A20-W	60.8	86.9	127	140	140	B20-W	58.7	81.8	118	126	136	C20-W	58.7	78.7	116	126	130
	A20-S	61.3	84.0	121	133	140	B20-S	59.3	82.7	110	123	131	C20-S	58.2	79.2	116	129	125
	A20-28h	-	103	122	128	135	B20-28h	-	102	115	125	126	C20-28h	-	104	114	123	126
	A20-70h	-	111	120	134	134	B20-70h	-	111	114	117	125	C20-70h	-	107	117	125	128
	A20-100h	-	111	124	134	139	B20-100h	-	105	112	130	124	C20-100h	-	110	117	125	124
	A16-W	75.3	101	140	142	155	B16-W	69.0	96.1	124	142	142	C16-W	74.0	105	134	141	146
	A16-S	76.6	98.2	132	145	159	B16-S	71.6	94.6	127	141	142	C16-S	73.9	100	131	145	145
	A16-28h	-	114	134	145	147	B16-28h	-	105	128	131	133	C16-28h	-	118	130	137	142
	A16-70h	-	122	131	144	144	B16-70h	-	115	130	131	133	C16-70h	-	120	131	137	139
	A16-100h	-	124	133	136	144	B16-100h	-	117	135	132	133	C16-100h	-	126	129	136	139
	A14-W	89.4	112	143	157	157	B14-W	88.2	105	137	155	145	C14-W	89.6	108	142	145	143
	A14-S	89.1	105	140	152	154	B14-S	87.6	107	134	151	159	C14-S	88.0	108	140	145	148
	A14-28h	-	131	146	152	156	B14-28h	-	123	135	146	147	C14-28h	-	128	143	148	139
	A14-70h	-	132	150	155	160	B14-70h	-	132	139	146	143	C14-70h	-	134	143	145	150
A14-100h	-	140	150	150	163	B14-89h	-	127	140	145	152	C14-89h	-	137	143	146	149	

凡例) A 20 - W
 A : 結合材種類 (A, B, C)
 20 : 水結合材比 (20.0, 16.7, 14.3%
 小数点以下切捨て)
 W : 養生 (W:標準, S:20℃封,
 28h~100h : 温度保持時間)

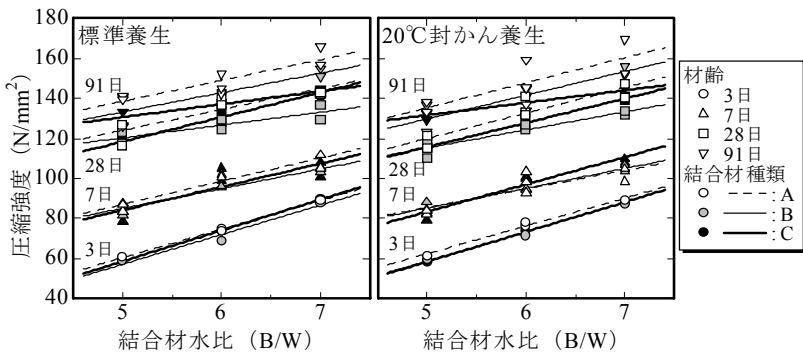


図-3 結合材水比と圧縮強度
 (標準養生, 20℃封かん養生)

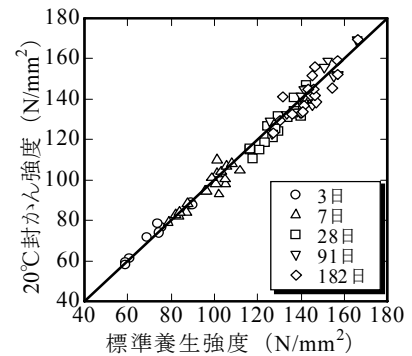


図-4 標準養生と20℃封かん養生強度

ら水が浸透しにくくなることや、浸透しても未反応の結合材との接点が少なくなるために、20℃封かん養生との強度差が小さくなったと考えられる¹²⁾。

次に、加熱養生供試体の強度発現性状を図-5に示す。材齢7日から91日までの強度増加の傾向は、標準養生や20℃封かん養生と同様に結合材Aが結合材Bや結合材Cに比べて大きく、最終的に得られる強度も高くなることが確認できる。

設定到達温度を60℃とした場合、結合材Aでは材齢7日の圧縮強度は、28時間後まで保持した供試体よりも70時間後までや100時間後まで保持した供試体のほうが高

強度となる。しかし、材齢91日における圧縮強度は保持時間によらずほぼ同強度となった。一方、結合材Bや結合材Cでは、材齢7日だけでなく材齢91日においても、28時間後まで保持した供試体の圧縮強度は、70時間後までや100時間後まで保持した供試体と比べて低いものがみられた。

設定到達温度を40℃とした場合、すべての結合材で設定到達温度を60℃とした場合より低強度となる傾向がみ

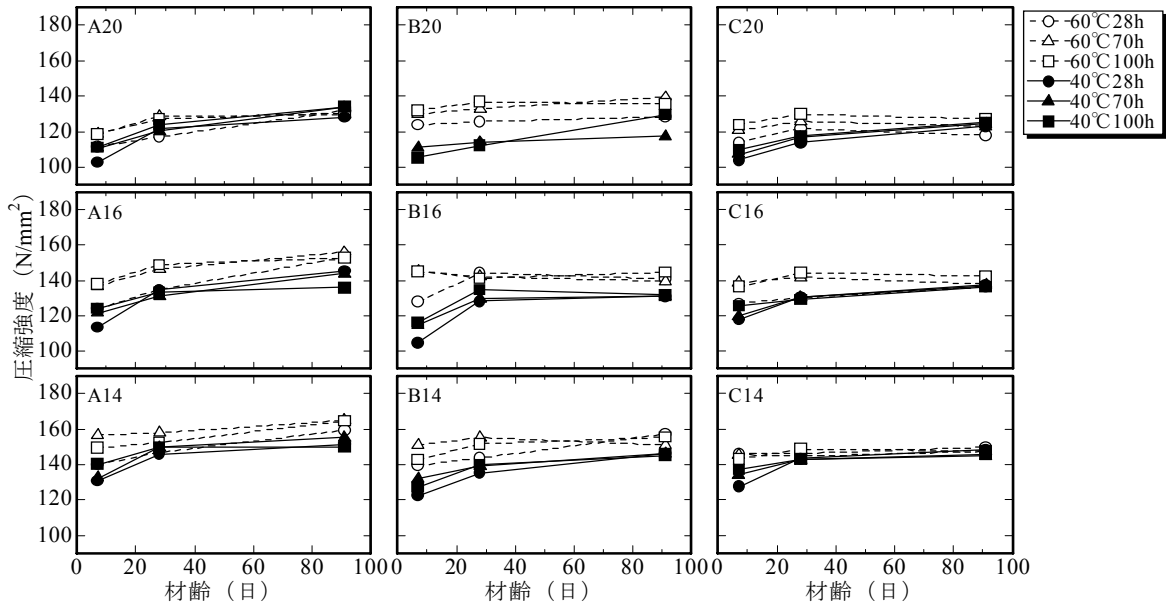


図-5 加熱養生供試体の強度発現

られた。材齢7日では、28時間後まで保持した供試体の圧縮強度はより長時間保持した供試体より低い、材齢91日になると設定温度の保持時間と得られる圧縮強度の間に明確な傾向は確認できなかった。

4. 温度履歴と強度発現性状の検討

今回の実験結果をみると、設定到達温度を40℃とするよりも60℃と設定したほうが、若材齢から長期材齢にかけて得られる強度が高いことが確認された。菅俣らの報告¹³⁾によると、最高温度が70℃程度まで上昇するとシリカフェームの反応が20℃環境下よりも活性化し、強度増加に貢献すると考察されている。今回の実験結果より、最高温度が60℃でもシリカフェームの反応はより活性化するが、40℃では20℃養生と比べて大きく活性化するには至っていないと考えられる。

今回の実験では、設定最高温度とその保持時間、すなわち初期の温度履歴の状態により強度発現性状が異なることが確認されたので、温度履歴を同一指標で評価する方法として式(1)で示される積算温度法¹⁴⁾による評価を試みた。

$$M = \sum_{i=0}^n \Delta t_i [T(\Delta t_i) + T_0] \quad (1)$$

ここに、M：積算温度(°D・D)

Δt_i ：コンクリート温度がT(°C)の期間(日)

T(Δt_i)：期間 Δt_i のコンクリート温度(°C)

T₀：定数(=10°C)

一般に、コンクリートの強度発現を積算温度で評価した場合、水和開始時の強度発現が緩やかな範囲(以下、STEP1と称す)、水和反応が最も活発化し急激に強度が増加する範囲(STEP2)、その後の長期材齢に至る強度増加が緩やかになる範囲(STEP3)に分類される¹¹⁾。

コンクリート調合ごとに積算温度で強度発現を評価した結果を図-6に示す。図中の回帰線は、20℃封かん養生、60℃加熱養生と40℃加熱養生の設定到達温度ごとに回帰を行った結果を示している。初期に高温履歴を受けた超高強度コンクリートやそのセメント硬化体は、材齢7日でも非常に高い強度が得られることが報告されている^{12),13)}。そこで、加熱養生を行った供試体は材齢7日でもSTEP3の範囲にあると考え、加熱養生を行った供試体ではその設定到達温度に関わらず、勾配の緩やかな1直線で評価した。

加熱養生供試体について設定到達温度による回帰線の差を検討すると、全体的に回帰線の傾きは60℃養生より40℃養生のほうが大きく、40℃養生の強度は材齢が経過するに従い60℃養生の強度に追いついていく傾向を示す。特に、A20やC20では材齢91日以前に40℃養生の回帰線は60℃養生の回帰線と交差し、40℃養生の強度は60℃養生の強度を追い越す。その他では、40℃養生の強度は60℃養生の強度に追いつかないか、追いついてもその材齢は材齢91日以降であった。

20℃封かん養生供試体をみると、積算温度が90°D・Dから840°D・Dの範囲(材齢3日から28日に相当)で強度は大きく増加し、それ以上になると強度増加が緩やかになっている。今回、強度確認を行った領域はSTEP2から

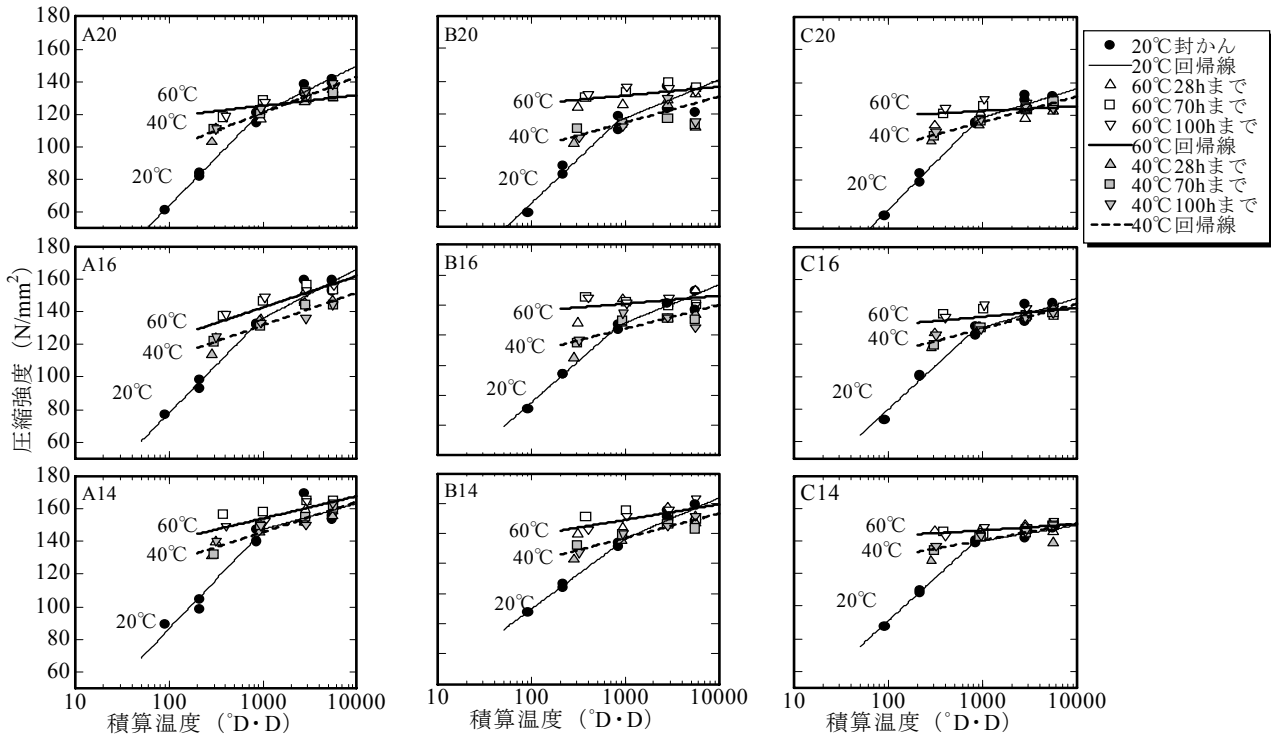


図-6 積算温度と強度発現

STEP3の範囲にあったと考えられることから、回帰線は $840^{\circ}\text{D}\cdot\text{D}$ 以下の範囲と、 $840^{\circ}\text{D}\cdot\text{D}$ 以上の範囲に分けて回帰を行い2直線で評価した。

20°C封かん養生供試体と加熱養生供試体の強度発現性状を比較すると、設定到達温度が40°Cの場合、20°C封かん養生の強度は材齢28日前後で40°C養生の強度に追いつき、その後はほぼ同等か上回る。この傾向は、結合材種類や水結合材比の値に関わらず共通である。設定到達温度が60°Cの場合についても、20°C封かん養生の強度は60°C養生の強度に追いついていく。ここで、水結合材比が20%のA20やC20では、20°C封かん養生強度は材齢28日から91日の間に60°C養生の強度を追い抜いているが、水結合材比が17%以下になるといずれの結合材であっても同等となるのは材齢91日以降であった。

水結合材比が20%以下の範囲の超高強度コンクリートの強度発現性状において、60°C程度の高温履歴を受けることで初期材齢での強度発現が著しく大きくなるが、その後は強度増加が非常に小さくなることが確認できた。さらに水結合材比が14~17%程度のコンクリートでは、初期高温履歴を受けると若材齢の時点で20°C封かん養生の材齢91日強度と同等以上の強度が発現していることが認められた。

実強度が $150\text{N}/\text{mm}^2$ に至る高強度コンクリートにおける積算温度と強度発現との関係を到達最高温度別に模式的に表すと、図-7のようになると考えられる。STEP2に

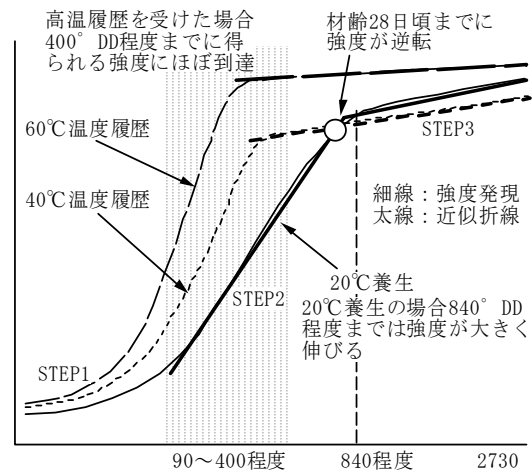


図-7 強度発現モデル

あたる期間が、20°C養生では材齢28日頃まで持続するのに対し、高温履歴を受けた場合は $300 \sim 400^{\circ}\text{D}\cdot\text{D}$ 程度までとなり、材齢7日までは相当の強度が発現する。また、到達する温度によりシリカフェームの活性化の程度が異なるため、得られる強度に変化が生じると推察される。

5. 結論

本論で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 水結合材比が17.0%程度以下(設計基準強度として $120\text{N}/\text{mm}^2$ 程度以上)の高強度コンクリートでは、

構造体コンクリート強度が標準養生や20℃封かん養生の91日強度を上回る場合がある。

- 2) 水結合材比が 17.0% 程度以下のコンクリートが、到達温度60℃の初期高温履歴を10時間以上受けた場合、構造体コンクリート強度が標準養生や20℃封かん養生強度を上回った。
- 3) 水結合材比が 17.0% 程度以下のコンクリートであっても初期高温履歴の最高温度が40℃では、その受熱時間に関わらず構造体コンクリート強度が標準養生や20℃封かん養生強度を上回ることにはなかった。
- 4) ビーライト量が51%と56%の低熱ポルトランドセメントでは、上記強度発現の傾向に違いは確認できなかった。

謝辞：本研究を行うにあたり、サンプルの提供をいただきました住友大阪セメント(株)、宇部三菱セメント(株)、東京エスオーシー(株)、(株)ポゾリス物産の関係諸氏に感謝の意を表します。また、本研究の実施にあたりご指導頂きました宇都宮大学工学部建設学科 榊田佳寛教授に深謝いたします。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事，2003
- 2) 陣内 浩ほか：設計基準強度 150N/mm² クラスの高強度コンクリートによる実大RC柱の施工性と構造体強度発現性状の検討，日本建築学会技術報告集，第17号，pp.1-5, 2003.6
- 3) 神代泰道，一瀬賢一，都築正則，斎藤 賢：ジルコニア起源シリカ質微粉末混合セメントを用いた超高強度コンクリートの性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.27, No.1, pp1057-1062, 2005
- 4) 21世紀のコンクリート，2001年度日本建築学会大会（関東）材料施工部門，パネルディスカッション資料，2001.9.24
- 5) 河上浩司ほか：結合材種類の異なる高強度コンクリートの強度発現性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 576 号，pp.23-29,2004.2
- 6) 河上浩司，西本好克：Fc100N/mm² 級の高強度コンクリートの強度発現性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24, No.1, pp.369-374,2002
- 7) 日本工業規格「セメントの物理試験方法」，JIS R 5201，1997
- 8) 建設省総合技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発，平成4年度 高強度コンクリート分科会報告書，1993.3
- 9) 日本工業規格「コンクリート用シリカフェューム」，JIS A 6204，2006
- 10) 陣内 浩ほか：シリカフェュームの品質が高強度コンクリートの施工性と構造体コンクリート強度に及ぼす影響，日本建築学会技術報告集，No.18, pp.1-6,2003.12
- 11) 榊田佳寛，佐藤幸恵，中村成春，嵩 英雄：低発熱型セメントを用いたマスコンクリートの強度発現性と調合強度の補正，日本建築学会構造系論文集 第 533 号，pp.7-12,2000.7
- 12) 河上浩司，西本好克，榊田佳寛：低熱ポルトランドセメントとシリカフェュームを併用した結合材モルタルの圧縮強度と内部組織に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.599, pp.1-7,2006.1
- 13) 菅俣 匠，杉山知己，梅沢健一，岡沢 智：セメント-シリカフェューム系結合材の水和反応と強度発現性の関係に関する一考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.26, No.1, pp.1287-1292, 2004
- 14) 日本建築学会：寒中コンクリート施工指針・同解説，1998
- 15) 陣内 浩，黒岩秀介，早川光敬：初期に高温履歴を受ける高強度セメント硬化体の強度発現性状と微細構造，日本建築学会構造系論文集 第 542 号，pp.39-46, 2001.4

コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発

—スラグコンクリート杭の強度測定への適用—

Development of Nondestructive Inspection Method for Estimating Concrete Strength —The Application to Slag Concrete Piles—

立見 栄司 EIJI TATSUMI

本報告は、スラグコンクリートを使用した場所打ちコンクリート杭の杭頭強度測定に衝撃弾性波による圧縮強度推定方法を適用した結果をまとめたものである。推定精度は、コア強度との比較により実用的なものであることが明らかになった。これにより、使用したプラントごとのコンクリートから作成した圧縮強度推定式の妥当性が確認された。

キーワード：非破壊検査，衝撃弾性波，弾性波速度，圧縮強度，スラグコンクリート

This paper describes about an application of the nondestructive inspection method for an estimating concrete strength to the pile head concrete of cast-in-place piles using slag concrete. By comparing the estimation results and the strength of core-boring specimens, the practicality of the estimation accuracy and the propriety of the strength estimations using each concrete properties supplied from concrete plants were confirmed.

Key Words: Nondestructive Inspection, Impact-Elastic Wave, Elastic Wave Velocity, Compressive Strength, Slag Concrete

1. はじめに

筆者は、従来の反発度法や超音波法^{1),2)}とは異なる衝撃弾性波の伝播速度（弾性波速度）から圧縮強度を推定する方法、いわゆる「衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法」³⁾を開発した。本強度推定法は、表面2点法と呼ばれ、強度を測定する部位に振動検出器を当て、その近傍をハンマーで軽く叩くだけの極めて簡便な方法で圧縮強度が推定できることを特徴としている。

すでに現場展開を意図した試作機を作製し、場所打ちコンクリート杭の杭頭強度確認⁴⁾を中心に、施工中の構造体コンクリート（壁・スラブ・梁）の強度推定など、施工時の強度管理に適用した結果、高い実用性を確認した。

本強度推定法は、コンクリート表面で弾性波速度を測定し、弾性波速度と圧縮強度との関係を用いて強度を推定しているため、弾性波速度に影響を及ぼす要因が推定精度の低下や誤差を招く可能性がある。そこで、推定精

度の向上および適用範囲を把握する観点から、既往の研究^{5),6),7)}において、コンクリートの使用材料、調合および養生方法など、コンクリートの構成要素が弾性波速度と圧縮強度との相関関係に及ぼす影響について検討した。

また、コンクリートの含水率が超音波速度（音速）に影響を及ぼすことは多くの研究^{8),9)}から知られているが、衝撃弾性波に関する系統的な研究はあまり見られないため、平成16年度は含水率が弾性波速度に及ぼす影響¹⁰⁾について述べた。

さらに、本強度推定法を構造体コンクリートの強度推定に適用する場合、その内部と表面（表層）の弾性波速度が異なることを、また、コンクリート中の鉄筋が弾性波速度に影響を及ぼす特性を把握する必要があるため、平成17年度は、構造体コンクリートを模擬した試験体を用いた実験により、弾性波速度の内部特性および鉄筋の弾性波速度がコンクリート表面で測定された弾性波速度に及ぼす影響¹¹⁾について述べた。

一方、A共同住宅新築工事の場所打ちコンクリート杭には高炉スラグ骨材を用いたスラグコンクリートが使用された。一般に、場所打ちコンクリート杭の杭頭部では、スライム等の混入により強度発現不良が懸念されるため、余盛管理と称し、増し打ちしたコンクリートを根切り時に撤去する杭頭処理が行われている。これにより、杭頭の低品質なコンクリートを除去して健全なコンクリートを確保するとしているが、その信頼性は保証されている訳ではない。そこで、スラグコンクリートの使用実績は極めて少ないため、余盛管理の確認を目的として、本強度推定法による杭頭の強度測定を行うこととした。

本報告は、スラグコンクリートを使用した場所打ちコンクリート杭の杭頭強度測定に、本強度推定法を適用した結果をまとめたもので、推定精度を検証するため、同位置から採取したコア供試体の圧縮強度との比較検討を行ったものである。

2. 測定概要

(1) 建物および場所打ちコンクリート杭の概要

本強度推定法をA共同住宅新築工事の2棟の場所打ちコンクリート杭に適用し、杭頭の強度測定を行った。建物は、地上32階（B棟）および7階（F棟）建ての鉄筋コンクリート造集合住宅である。それぞれの杭配置図を図-1および図-2に示す。なお、B棟の杭配置図は横長であり、見易さのために、Y8～Y14通りを省略した。B棟はX方向3スパン、Y方向15スパンの板状建物であり、F棟はX方向3スパン、Y方向4スパンの建物である。杭は拡底杭であり、杭頭部の杭径は、B棟ではY1通りのφ1,800以外はφ2,200であり、F棟ではφ1,600である。杭長は、B棟では27m、F棟では29mである。

測定の対象とした杭は、杭配置図上で灰色に色分けしたもので、B棟がNo.2, No.3, No.4, No.33, No.34, No.48,

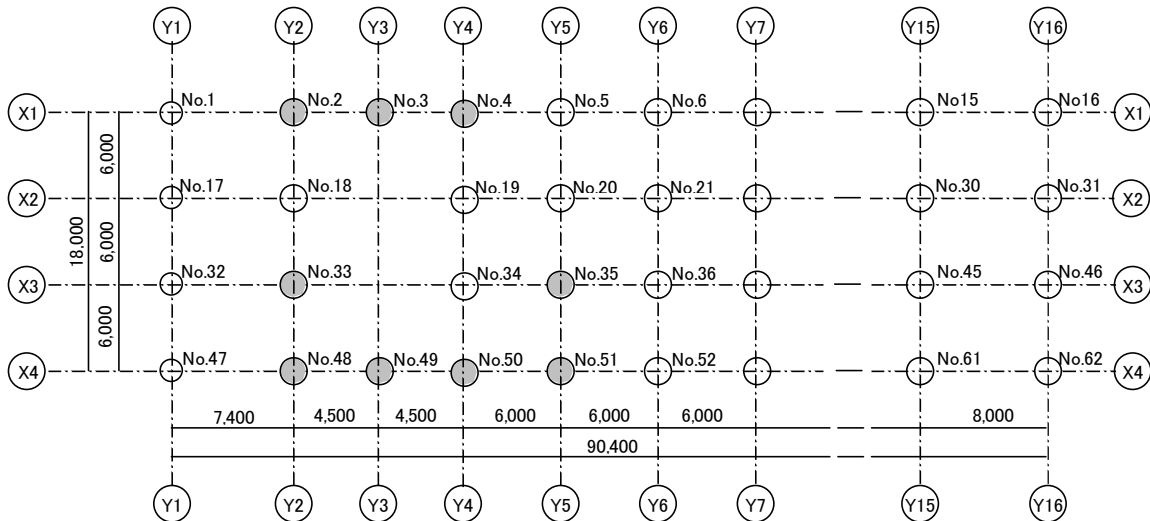


図-1 B棟の杭配置図

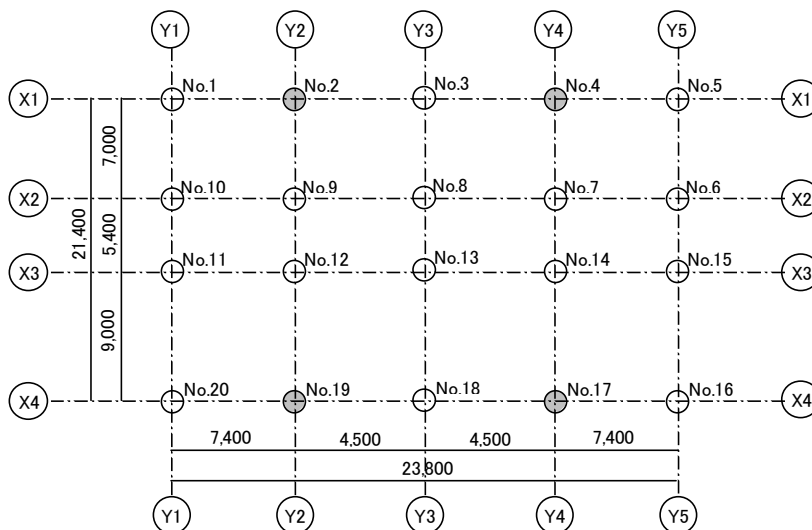


図-2 F棟の杭配置図

No.49, No.50 および No.51 の 9 本, F棟が No.2, No.4, No.17 および No.19 の 4 本, 合わせて 13 本である。

(2) コンクリートの使用材料および調査

コンクリートの使用材料を表-1 に示す。杭に打設したコンクリートは、表に示すように、4 社の生コン工場から出荷されたもので、A, B, C および D プラントと呼称する。セメントの種類は高炉セメント B 種で、粗骨材は新日本製鐵(株)君津製鐵所産の高炉スラグ骨材である。

コンクリートの調査を表-2 に示す。コンクリートの設計基準強度は 27N/mm² である。調査はプラントにより若干異なるが、水セメント比は 52.5~56.3%, 粗骨材のかさ容積は 0.58~0.61m³/m³, スランプは 21cm である。

(3) 圧縮強度推定式の作成

各プラントから出荷されたコンクリートの現場実機試験の際に、7, 14, 28, 56 および 91 日の 5 材齢について、15 本ずつ円柱供試体を作製し、標準養生を施した後、弾性波速度測定と圧縮強度試験を行った。

円柱供試体の弾性波速度 V_p は、衝撃弾性波の多重反射波を測定し、スペクトル解析により反射波の 1 次振動数 f_1 を求め、供試体の長さ L から式(1)により算定した。この方法は、反射波法またはインパクトエコー法¹⁰⁾として一般的な測定方法であり、円柱供試体のように単純な形状の部材では、比較的安定した測定結果が得られる。

$$V_p = 2L \cdot f_1 \tag{1}$$

表-1 コンクリートの使用材料

生コン工場	主材料	種類・性質
Aプラント	セメント	高炉セメントB種(密度 3.04g/cm ³ 、比表面積 4100cm ² /g) 住友大阪セメント(株)
	細骨材	千葉県富津市鶴岡産:山砂(表乾密度2.60g/cm ³ 、吸水率1.61%粗粒率2.62)
	粗骨材	新日本製鐵(株)君津製鐵所:高炉スラグ(表乾密度2.61g/cm ³ 、吸水率1.90%、粗粒率6.65、実績率57.4%)
	混和剤	AE減水剤 (シーカメントJ)
Bプラント	セメント	高炉セメントB種(密度 3.04g/cm ³ 、比表面積 3880cm ² /g) 宇部興産(株)
	細骨材	S1:千葉県富津市産:山砂(表乾密度2.58g/cm ³ 、吸水率1.76%粗粒率2.02) S2:青森県八戸市産:砕砂(表乾密度2.69g/cm ³ 、吸水率0.53%粗粒率3.61) 混合比率(S1:S2=6:4) 混合砂表乾密度2.62g/cm ³
	粗骨材	新日本製鐵(株)君津製鐵所:高炉スラグ(表乾密度2.62g/cm ³ 、吸水率1.98%、粗粒率6.65、実績率56.9%)
	混和剤	AE減水剤 (チューポールEX20)
Cプラント	セメント	高炉セメントB種(密度 3.04g/cm ³ 、比表面積 3880cm ² /g) 太平洋セメント(株)
	細骨材	千葉県万田野産:山砂(表乾密度2.57g/cm ³ 、吸水率2.10%粗粒率2.59)
	粗骨材	新日本製鐵(株)君津製鐵所:高炉スラグ(表乾密度2.63g/cm ³ 、吸水率1.84%、粗粒率5.66、実績率57.4%)
	混和剤	AE減水剤 (ポゾリスNo.70)
Dプラント	セメント	高炉セメントB種(密度 3.04g/cm ³ 、比表面積 3,880cm ² /g) 太平洋セメント(株)
	細骨材	千葉県富津市横山産:洗砂(表乾密度2.57g/cm ³ 、吸水率2.10%粗粒率2.59)
	細骨材	新日本製鐵(株)君津製鐵所:高炉スラグ(表乾密度2.61g/cm ³ 、吸水率1.90%、粗粒率6.61、実績率57.4%)
	混和剤	AE減水剤 リグニンスルホン酸化合物ポリオール複合体(ポゾリス15S)

表-2 コンクリートの調査

生コン工場	単位粗骨材 かさ容積 (m ³ /m ³)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				絶対容積(l/m ³)				混和剤 (kg/m ³)
				W	C	S	G	W	C	S	G	
Aプラント	0.60	52.5	48.1	185	353	827	894	185	116	318	343	3.53 25%希釈
Bプラント	0.58	53.9	49.2	192	357	841	868	192	117	321	331	3.30 20%希釈
Cプラント	0.58	56.3	49.5	186	330	847	876	192	109	327	333	0.825 原液
Dプラント	0.61	52.5	47.2	185	353	802	913	185	116	312	348	3.53 25%希釈
設計基準強度		スランプ		粗骨材の最大寸法				空気量				
27N/mm ²		21cm		20mm				4.5%				

実機試験時に採取した供試体による各社コンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係を図-3に示す。4社のコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係は比較的類似していたが、Aプラントのコンクリートが、弾性波速度および圧縮強度ともに、他社に比べて若干大きい傾向が見られた。

表-3 圧縮強度推定式の係数の値

式の係数	ρ (g/cm ³)	a	b (N/mm ²)	c
Aプラント	2.3	1/420	-49.0	0.825
Bプラント		1/420	-48.0	
Cプラント		1/480	-39.3	
Dプラント		1/460	-41.5	

各社のコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係に圧縮強度推定式を回帰させて求めた圧縮強度推定式の係数の値を表-3に示し、この係数に従って作成した圧縮強度推定式を図の上で比較した各プラントのコンクリートの圧縮強度推定式を図-4に示す。なお、圧縮強度推定式を既報⁶⁾より参照し、式(2)に示す。

$$f_c = a \cdot c \cdot \rho V^2 + b \tag{2}$$

圧縮強度推定式は、4プラントとも大きな違いはなく、特に、AおよびBプラントのものは非常によく類似していた。同図に既報⁶⁾で提案した圧縮強度推定式を圧縮強度推定式①として示す。圧縮強度推定式①は4プラントのものに比べて極めて急勾配である。これは、セメントの種類が普通ポルトランドセメントと高炉セメントB種の違い⁶⁾によると考えられる。

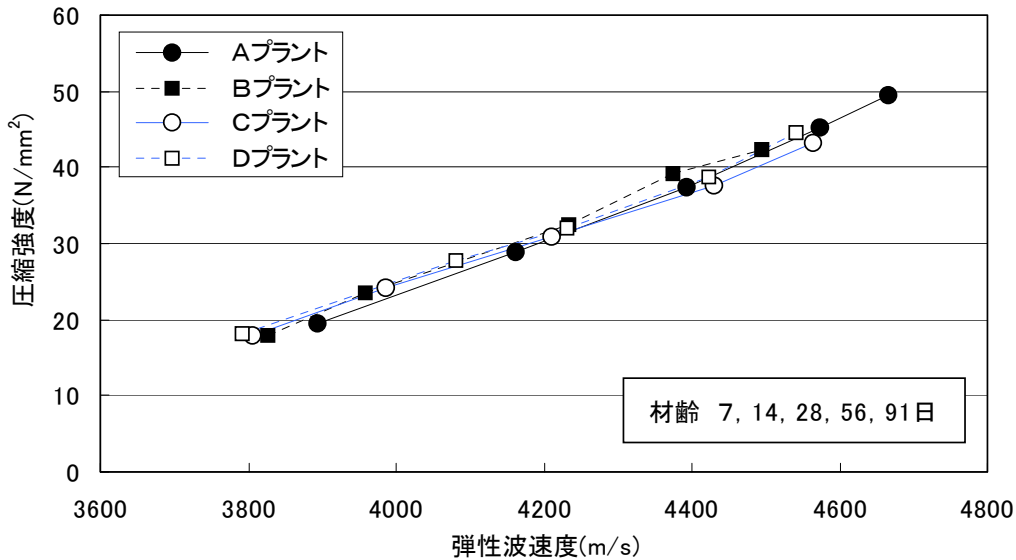


図-3 各社コンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係

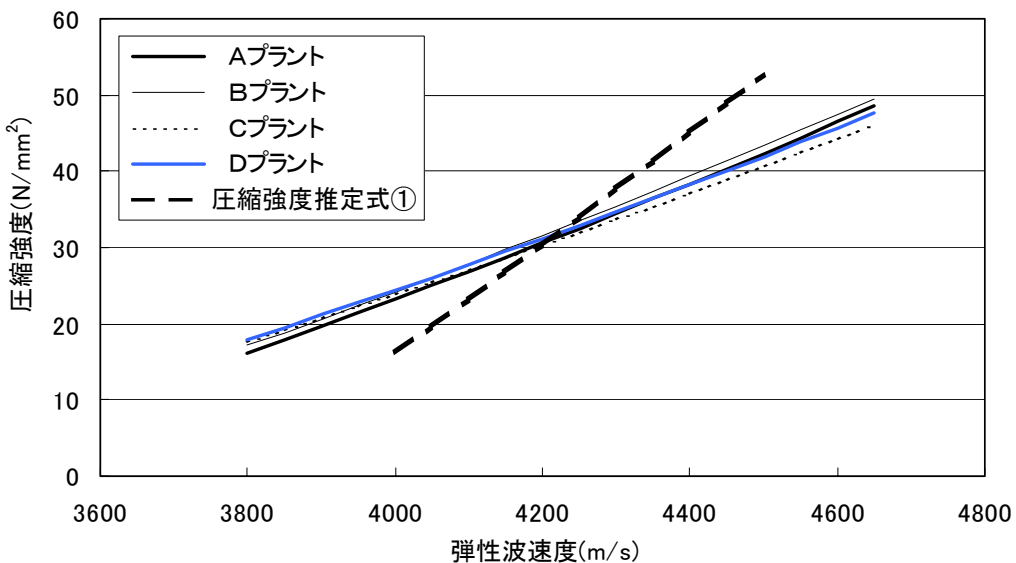


図-4 各プラントのコンクリートの圧縮強度推定式

(4) 杭頭の強度測定方法

構造体コンクリートの弾性波速度測定方法を図-5に示す。この方法は、表面2点法と称し、二つの振動センサーを30cm間隔で固定した振動検出器をコンクリート表面に接触させ、その延長線上を打撃して発生させた衝撃弾性波の位相速度を測定するものである。したがって、弾性波速度は測定距離を両センサー間の波動伝播時間差で除すことにより算定され、圧縮強度は測定された弾性波速度を圧縮強度推定式に代入することにより求められる。

場所打ちコンクリート杭の杭頭強度測定は、根切りおよび杭頭処理が終了した直後に行った。杭頭は杭頭処理により凸凹状態なので、測線上の振動検出器の接触位置および打撃点を電動カッターにより研磨して高低差を調整した。測線は各杭とも3箇所とした。杭頭の測定下準備状況を写真-1に示す。また、杭頭の強度測定状況を写真-2に示す。

3. 強度測定結果および考察

(1) 測定結果

杭頭の強度測定結果一覧表を表-4に示す。強度測定は同日であるが、コンクリートの打設日は異なるため、それぞれの材齢を記入した。B棟の材齢は64日～99日、F棟の材齢は40日～65日であり、B棟の方が少し高材齢であった。しかしながら、いずれの材齢も40日以上なので、

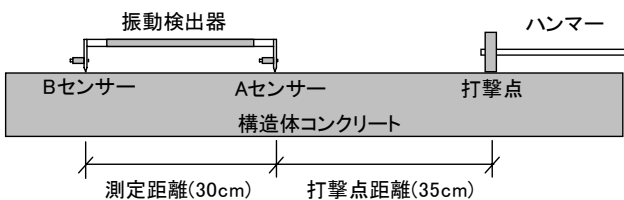


図-5 構造体コンクリートの弾性波速度測定方法



写真-1 杭頭の測定下準備状況

推定強度に大きな差は見られない。杭天端は杭頭処理により構造体コンクリートの内部が露出しているため、低品質なコンクリートが除去されたとすれば、天端面で測定された弾性波速度はコンクリート内部の弾性波速度と同等であると考えられるので、弾性波速度の表面と内部差の補正は行わなかった。杭頭の推定強度は、3測線から求めた弾性波速度の平均値を用い、プラントごとに作成した圧縮強度推定式により算定された。コンクリートの設計基準強度は27N/mm²であるので、F棟の杭番号No.19の推定強度のみがわずかに設計基準強度を下回るが、その他の杭はすべて設計基準強度を満足していることを構造体コンクリートにおいて直接的に確認できた。

(2) 推定強度とコア強度との比較

杭頭部のコア採取状況を写真-3に示す。コアボーリングは、直径がφ100で長さが1mとし、強度測定の測線から1箇所を選び、その直下で行った。コア供試体は、杭天端面より100mmの位置から下に向かい、高さ200mmのものを3体作製した。コア強度はこれら3体の圧縮強



写真-2 杭頭の強度測定状況

表-4 杭頭の強度測定結果一覧表

建物	測定場所	測定部位		弾性波速度 (m/s)	推定強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
		杭番号	プラント名			
B棟	X1-Y2	2	Aプラント	4232.6	31.9	66
	X1-Y3	3	Aプラント	4159.0	29.1	86
	X1-Y4	4	Aプラント	4173.4	29.7	82
	X3-Y2	33	Bプラント	4230.9	32.9	87
	X3-Y5	35	Bプラント	4210.3	32.1	84
	X4-Y2	48	Aプラント	4242.2	32.3	70
	X4-Y3	49	Aプラント	4231.2	31.8	64
	X4-Y4	50	Aプラント	4270.4	33.3	99
F棟	X4-Y5	51	Bプラント	4233.6	33.0	92
	X1-Y2	2	Bプラント	4203.5	31.8	41
	X1-Y4	4	Cプラント	4147.0	28.7	55
	X4-Y2	19	Dプラント	4072.1	26.9	40
	X4-Y4	17	Cプラント	4239.0	31.7	65

度試験結果の平均値である。

推定強度とコア強度との比較を表-5に、推定強度とコア強度との関係を図-6に示す。推定強度が設計基準強度にわずかに及ばなかったF棟のNo.19は、コア強度では十分に設計基準強度を満足していた。本強度推定法による推定強度は、B棟のNo.50およびF棟のNo.19以外はコア強度との差が±10%以内であり、高い精度であることが検証された。

ここで、B棟のNo.50およびF棟のNo.19の推定強度とコア強度との差が大きい理由について考察する。まず、B棟のNo.50の推定強度は、33.4N/mm²であり、コア強度よりも17.3%大きいことになったが、他の杭の推定強度は29.1~33.0N/mm²、また、コア強度は30.0~34.3N/mm²であり、特別に大きいとは言えず、逆に、No.50のコア強度は28.5N/mm²であり、むしろ他より小さい値である。このことから、B棟のNo.50の推定強度は、コア供試体との対応性がずれたため、コア強度よりも17.3%大きく

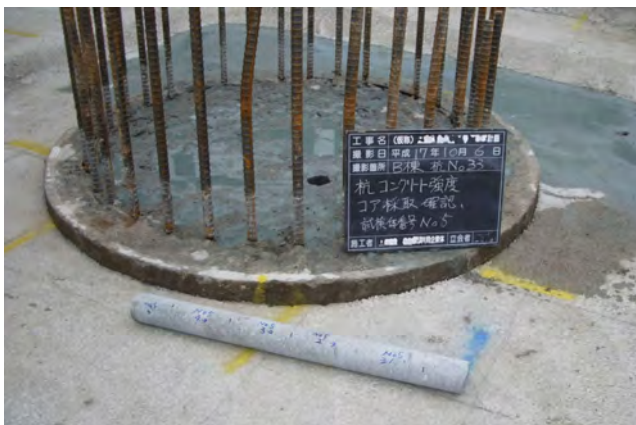


写真-3 杭頭の測定下準備状況

表-5 推定強度とコア強度の比較

建物	杭番号	プラント名	推定強度 (N/mm ²)	コア強度 (N/mm ²)	差のコア強度比 (%)
B棟	2	Aプラント	31.9	32.7	-2.3
	3	Aプラント	29.1	31.3	-6.8
	4	Aプラント	29.7	32.4	-8.4
	33	Bプラント	32.9	32.4	1.5
	35	Bプラント	32.1	31.0	3.5
	48	Aプラント	32.3	32.2	0.2
	49	Aプラント	31.9	34.3	-7.1
	50	Aプラント	33.4	28.5	17.3
F棟	2	Bプラント	31.8	30.0	5.8
	4	Cプラント	28.7	27.8	3.1
	19	Dプラント	26.9	31.9	-15.6
	17	Cプラント	31.7	30.2	5.1
平均値			31.2	31.1	0.5

評価されたと推測できる。

一方、F棟のNo.19の推定強度は、測定値の中で最も小さく、3測線の平均値で26.9N/mm²であり、わずか0.1N/mm²ではあるが、設計基準強度を下回っていた。3測線の推定強度は26.7、27.6および26.3N/mm²であり、バラツキは少なく、設計基準強度の上下に分布していた。強度測定位置とコア採取位置とは上下の関係になるが、コア強度は設計基準強度を十分に満足していた。このことから、F棟のNo.19の杭天端面は、余盛りコンクリートに余裕がなかったため、推定強度がコア強度を下回ったものと推測される。しかしながら、材齢は未だ40日であり、管理材齢まで16日間あるので、高炉セメントB種の特性を考慮すれば、少なくとも0.1N/mm²の強度発現の可能性は十分にあると考えられる。

(3) 杭頭推定強度と強度管理用供試体強度との比較

杭頭推定強度の管理強度に対する割合を表-6に示す。管理強度には強度管理用円柱供試体の材齢56日の圧縮強度(56日強度)を用いた。杭頭推定強度の管理強度に対する割合は75~90%であり、その平均値は84%であった。この強度差は、強度管理用円柱供試体に比較して、主に養生および現場打設コンクリートなどの条件が異なることによるものと考えられる。なお、F棟のNo.4は、材齢が55日なので、管理材齢に達したと見なしたが、No.2およびNo.19は、管理材齢に達していなかったため計算から除外した。

また、杭頭推定強度の強度管理用円柱供試体強度に対する比較を図-7に棒グラフで示す。杭頭推定強度は円柱供試体の28日強度と比較的によく対応しており、表-6において両者の平均値がほぼ一致していた。

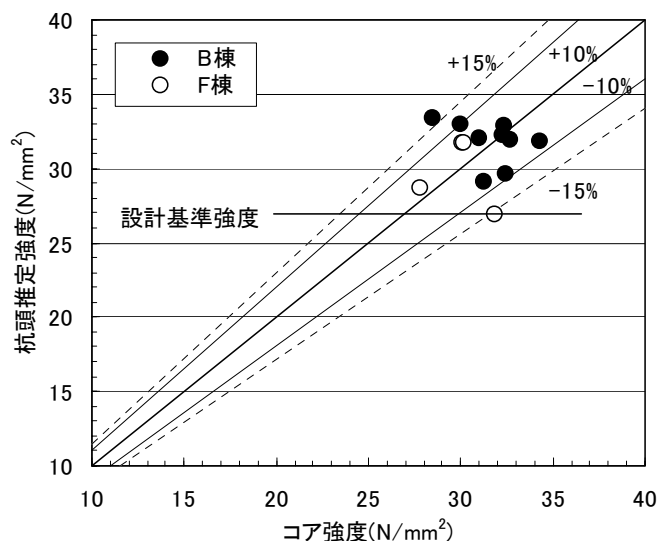


図-6 推定強度とコア強度との関係

(4) まとめ

本報告では、本強度推定法を場所打ちコンクリート杭の杭頭強度確認に適用し、その適用性について検証した。また、強度測定と同一部位から採取したコア供試体の圧縮強度との比較を行い、以下の知見が得られた。

- (1) 本強度推定法により、杭天端面の推定強度は設計基準強度をほぼ満足していることを直接確認できた。これにより、本強度推定法の効果および有用性が検証された。
- (2) コア強度に対する推定強度の差の割合は、13本の杭のうち、2本は±15%を若干超えていたが、11本は±10%以内であった。これにより、推定精度は全般的には実用

的なものであることが明らかになった。

- (3) 本強度推定法により場所打ちコンクリート杭の杭頭強度を実用的な精度で推定できたことから、実機試験に基づきプラントごとに作成した圧縮強度推定式は妥当なものであることが明らかになった。また、本強度推定法の適用において、スラグコンクリートとしての特異性は見られなかった。
- (4) 材齢56日以上の杭頭推定強度は、円柱供試体による管理強度(56日強度)に対して75~90%の割合であり、その平均値は84%であった。これは、主に養生条件、打設条件が異なるためであると思われる。

表-6 杭頭推定強度の管理強度に対する割合

建物	杭番号	材齢(日)	圧縮強度 (N/mm ²)				杭頭推定強度の56日強度に対する割合(%)
			強度管理用円柱供試体		コア強度	杭頭推定強度	
			28日強度	56日強度			
B棟	2	66	32.8	40.6	32.7	31.9	78.7
	3	86	32.5	38.8	31.3	29.1	75.1
	4	82	30.2	37.7	32.4	29.7	78.7
	33	87	33.1	38.2	32.4	32.9	86.0
	35	84	31.1	36.2	31.0	32.1	88.6
	48	70	33.4	42.5	32.2	32.3	76.0
	49	64	30.5	35.5	34.3	31.9	89.8
	50	99	32.3	36.9	(28.5)	33.4	90.5
	51	92	31.4	37.1	30.0	33.0	88.9
F棟	2	41	34.0	37.1	(30.0)	(31.8)	-
	4	55	27.6	34.6	27.8	28.7	82.9
	19	40	32.8	39.0	(31.9)	(26.9)	-
	17	65	30.0	36.1	30.2	31.7	87.8
平均値			31.7	37.7	31.4	31.5	83.9

()は平均値から除外

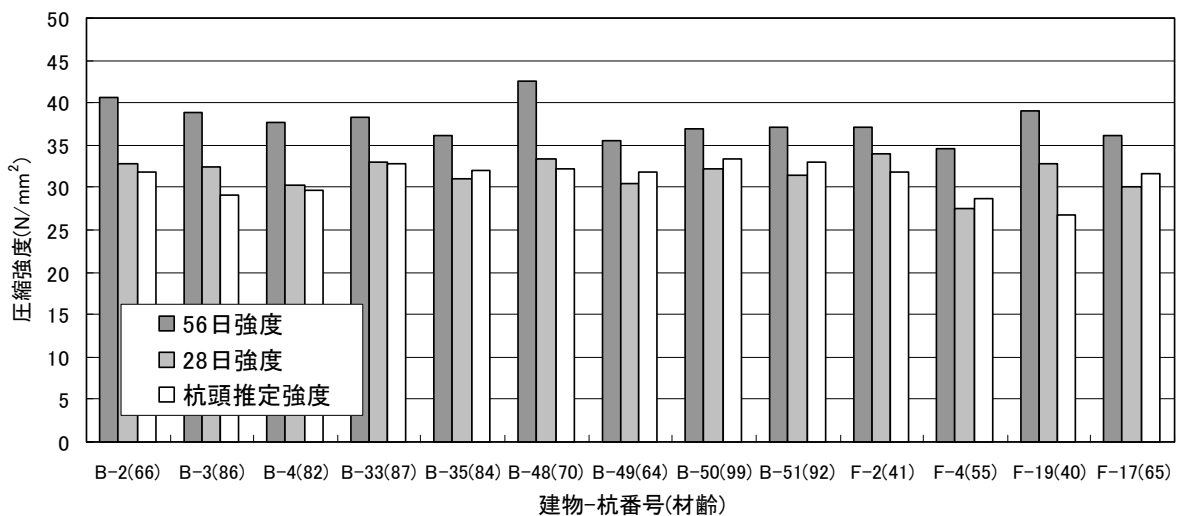


図-7 強度管理用円柱供試体強度に対する杭頭推定強度の比較

4. おわりに

本報告では、使用実績が少ないスラグコンクリートを使用した場所打ちコンクリート杭の余盛管理の健全性を確認することを目的として、杭頭強度測定に本強度推定法を適用し、また、その推定精度を検証するため、同位置から採取したコア供試体の圧縮強度との比較検討を行った。

その結果、場所打ちコンクリート杭の杭頭推定強度が設計基準強度を満足していることを直接的に数値で確認し、また、スラグコンクリートへの適用において特異性は見られなかったことを確認した。これにより、本強度推定法の効果および有用性が検証された。

一方、コア強度に対する推定精度は、13本の杭について測定した結果、2本のみが±15%を若干超えていたが、ほとんどは±10%以内であった。したがって、推定精度は全般的には実用的なものであることが明らかになり、実機試験に基づきプラントごとに作成した圧縮強度推定式の妥当性が確認された。また、強度測定には、コンクリートごとの圧縮強度推定式を用いることが推定精度向上に寄与することを確認したが、今後とも推定精度に関する検証を行う必要があると考える。

謝辞：本研究において、ものづくり大学建設技能工芸学科 中田善久助教授および河谷史郎教授のご指導を賜りました。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 十代田知三, 野崎喜嗣, 小林幸一: 実大モデルによる超音波法, 反発度法および複合法の検討—非破壊試験による構造体コンクリートの強度推定法, 日本建築学会構造系論文報告集, No.428, pp.1-9, 1991.10
- 2) 森濱和正, 吉荒俊克, 太田資郎: 非破壊試験による圧縮強度の推定, 非破壊検査, 50(7), pp.440-445, 2001.7
- 3) 立見栄司, 辻定和, 蓮尾孝一: 衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-1, pp.985-986, 2002.8
- 4) 立見栄司: コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発 試作機による杭頭強度確認への適用, 三井建設技術研究所報告, Vol.27, 2002
- 5) 立見栄司, 中田善久, 河谷史郎: コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発 コンクリートの構成材料が弾性波速度に及ぼす影響, 三井住友建設技術研究所報告, Vol.1, 2003
- 6) 立見栄司, 中田善久, 河谷史郎: 衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定法に関する研究—コンクリ

ートの使用材料および調合の違いが弾性波速度に及ぼす影響—, 日本建築学会構造系論文集, No.587, pp.15-21, 2005.1

- 7) 立見栄司, 中田善久, 河谷史郎: 衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定法に関する研究—骨材の種類, 養生方法および含水率の違いが弾性波速度に及ぼす影響—, 日本建築学会構造系論文集, No.598, pp.13-20, 2005.12
- 8) ヴォラプッタポーン コンキット, 十代田知三: 条件の異なるコンクリートの音速と動弾性係数との関係—非破壊試験による構造体コンクリートの品質検査法の総合的検討(その2)—, 日本建築学会構造系論文集, No.527, pp.15-19, 2000.1
- 9) 森濱和正: コンクリートの音速に及ぼす含水率の影響, 第58回セメント技術大会講演要旨, pp.100-101, 2004
- 10) 立見栄司: コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発 コンクリートの含水率が弾性波速度に及ぼす影響, 三井住友建設技術研究所報告, Vol.2, 2004
- 11) 立見栄司: コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発 構造体コンクリートへの適用に関する検討, 三井住友建設技術研究所報告, Vol.3, 2005
- 12) Mary Sansalone and Nicholas J. Carino: Impact-Echo Method, Concrete International, Vol.10, No.4, pp.38-46, 1988.4

柱梁接合部内に機械式継手を用いた RC 造架構の加力実験

— 普通強度材料による架構実験 —

Loading Tests of RC Frames Arranged Mechanical Splices within Beam-Column Joint

— Test of RC Frames Using Normal Strength Materials —

新上 浩 HIROSHI SHINJO

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI

建築技術部 平野 秀和 HIDEKAZU HIRANO

柱梁接合部内に機械式継手を用いて梁主筋を接合する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究として、普通強度材料を用いた十字形試験体の加力実験を実施し、梁主筋を通し配筋とする在来工法による試験体との比較を行った。その結果、本工法では、使用する機械式継手の形状によって履歴性状が異なること、通し配筋の架構に比べて最大荷重以降の荷重低下が小さいこと、またコンクリート強度を高くすることによって履歴吸収エネルギーが増大することなどが確認された。

キーワード：柱梁接合部、プレキャストコンクリート、機械式継手、付着、支圧

The structural performance of the RC frame using normal strength materials, of which the beam reinforcement were connected with the mechanical splices within the beam-column joint, was compared by the loading tests with the conventional method of without connection. As a result, it was confirmed that hysteretic characteristics in this method depended on the shape of the mechanical splice, the load decrease after maximum load of this method was smaller than the conventional method in the range of large deformation, and higher strength concrete improved the hysteretic absorbed energy.

Key Words: Beam-Column Joint, Pre-cast Concrete, Mechanical Splice, Bond, Bearing

1. はじめに

プレキャスト化率の高い鉄筋コンクリート造建築物の施工法として、柱梁接合部内に機械式継手を用いて梁主筋を接合し、柱梁接合部のコンクリートを現場打設する工法が多く採用されている。

本研究は、柱梁接合部内に機械式継手を用いて梁主筋を接合する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関するものであり、前報告¹⁾では高層建物を想定した比較的高強度の材料（コンクリート：Fc54，せん断補強筋：

SHD685）を用いた十字形架構の加力実験結果を報告した。本報告では、前報告より低強度の材料を用いた十字形架構で実施した加力実験について報告する。

2. 実験概要

(1) 試験体

表-1に各試験体の諸元を、図-1に試験体形状（TJ-C30）を、図-2に柱梁接合部内の梁主筋の配筋状況とひずみの計測位置を示す。試験体は、縮尺率約1/1.7の同形状の十字形架構4体からなり、N-C30は、梁主筋を通し配筋とした試験体、TJ-C30、TJ-C39、およびFJ-C30は、柱梁接合部内に機械式継手を用いて梁主筋を接合した試験体である。

使用した機械式継手は、TJ-C30、TJ-C39はスリーブとねじふし鉄筋の隙間にモルタルを充填する方式の継手（以下、TJ継手）、FJ-C30はねじふし鉄筋を接続するカプラーにモルタルを注入する方式の継手（以下、FJ継

表-1 各試験体の諸元

試験体名		N-C30	TJ-C30	TJ-C39	FJ-C30
コンクリート		Fc30			
柱	Bc×Dc [mm]	475×475			
	主筋	8-D16 (SD390)+4-D10 (SD345)			
	せん断補強筋	2-D6@45 (SD295A)			
接合部	せん断補強筋	6×2-D6 (SD295A)			
	梁主筋接合法	通し配筋	TJ継手		FJ継手
	継手の外径×長さ [mm]	-----	φ 50×250		φ 29×180
	継手長/接合部せい	-----	0.53		0.38
梁	断面 b _G ×D _G [mm]	360×405			
	主筋	8-D19 (SD390)			
	せん断補強筋	2-D6@45 (SD295A)			

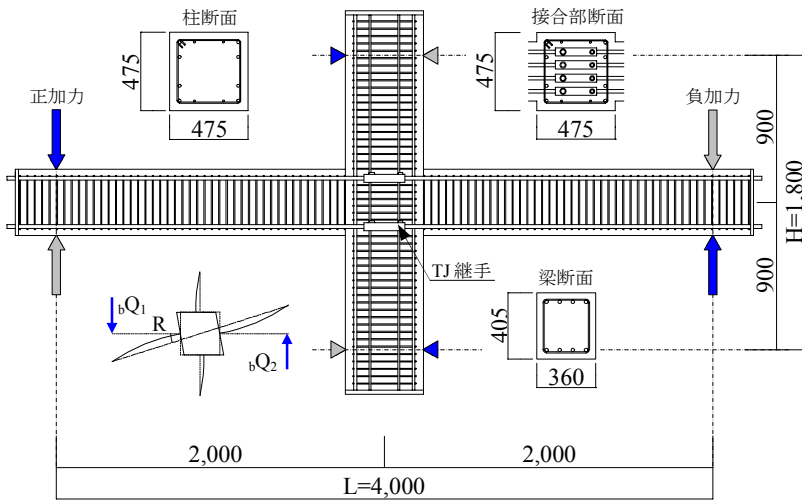


図-1 試験体形状 (TJ-C30)

表-2 材料試験結果

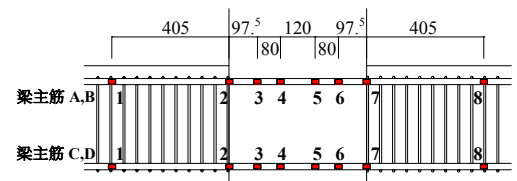
鉄筋	降伏強度 σ_y [N/mm ²]	引張強度 σ_t [N/mm ²]	弾性係数 Es [×10 ⁴ N/mm ²]	降伏ひずみ ϵ_y [×10 ⁻³]	使用部位		
D19 (SD390:溝なし)	436	641	1.91	2474	梁主筋		
D19 (SD390:溝あり)	438	644	1.85	2492	梁主筋		
D16 (SD390)	447	656	1.95	2483	柱主筋		
D10 (SD345)	386	536	1.87	2114	柱主筋		
D6 (SD295A)	323※1	495	1.87	3728※1	せん断補強筋		
コンクリート	圧縮強度 σ_c [N/mm ²]	弾性係数 Ec [×10 ⁴ N/mm ²]	ポアソン比 ν	割裂強度 σ_r [N/mm ²]	ゲラ材	圧縮強度 σ_c [N/mm ²]	弾性係数 Ec [×10 ⁴ N/mm ²]
N-C30	37	3.03	0.19	2.5	N-C30	-----	-----
TJ-C30	38	3.14	0.20	2.7	TJ-C30	106	3.25
TJ-C39	49	3.23	0.20	3.2	TJ-C39	-----	-----
FJ-C30	34	2.88	0.18	2.5	FJ-C30	100	1.99

※1: 0.2%オフセット時

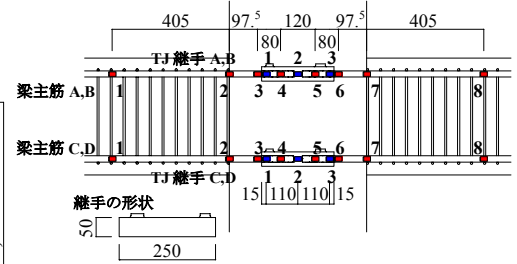
手)である。鉄筋径に対する継手外径の比は、TJ継手は2.63、FJ継手は1.53であり、柱のせいに対する継手長さの比は、TJ継手は0.53、FJ継手は0.38である。また、各試験体のコンクリートの設計基準強度 F_c は、N-C30、TJ-C30、FJ-C30は F_c30 、TJ-C39は F_c39 である。

破壊モードは、RC 規準²⁾の梁の降伏曲げモーメントの略算式による計算値を基に、すべての試験体で、梁曲げ降伏先行型となるように計画した。

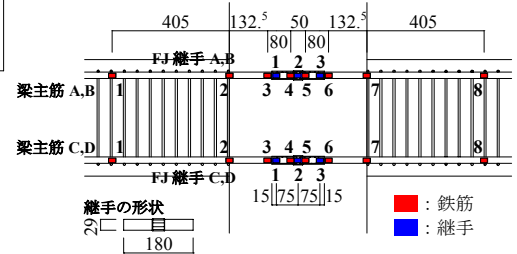
試験体の製作は、あらかじめ各機械式継手によって接合した梁主筋を配筋し、柱と梁のコンクリートを一体で打設した。ひずみ計測を行う梁主筋には、付着への影響を考慮し、柱梁接合部範囲の鉄筋のふしの隙間に、図-3に示す3mm×3mmの溝加工を行い、その中にリード線を埋設した。表-2に使用材料の試験結果を示す。



(1) N-C30



(2) TJ-C30, TJ-C39



(3) FJ-C30

図-2 柱梁接合部内の梁主筋の状況とひずみ計測位置

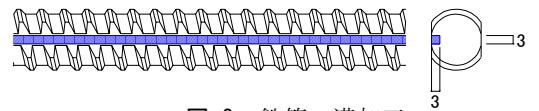


図-3 鉄筋の溝加工

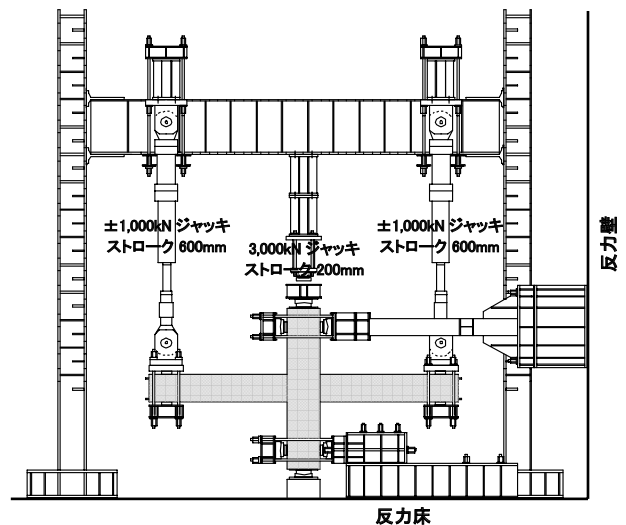


図-4 加力装置図

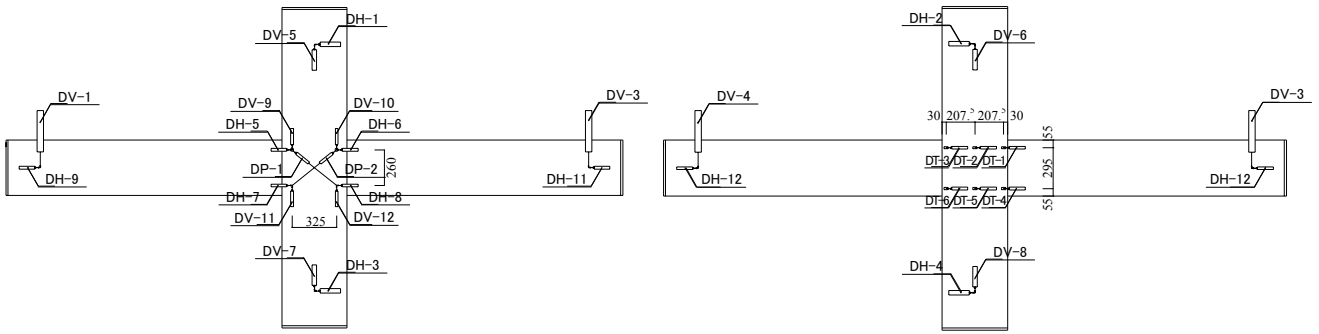


図-5 変位の計測位置

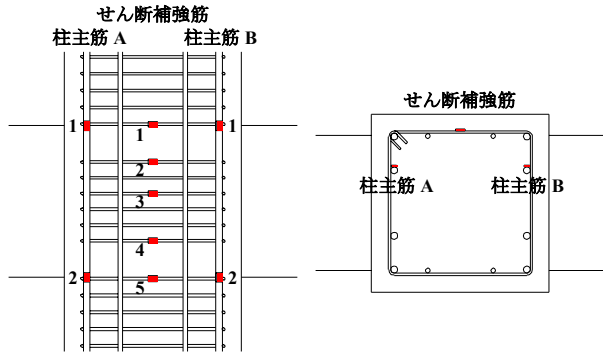


図-6 ひずみの計測位置

(2) 加力方法

図-4に加力装置図を示す。加力は、試験体の上下柱の反曲点位置をピン・ローラー支持とし、柱上部の油圧ジャッキ（圧縮型：最大荷重3,000kN、ストローク200mm）により一定軸力（ $N=0.04 \sigma_B \cdot B_c \cdot D_c$ 、 σ_B ：コンクリート圧縮強度、 B_c ：柱幅、 D_c ：柱せい）を加え、左右の梁端部の油圧ジャッキ（両動型：最大荷重±1,000kN、ストローク600mm）により、逆対称変形状態となるように、正負交番繰り返し漸増载荷する形式である。また制御は、梁端変位に基づいた変形角 R で行い、加力スケジュールは、 $R = \pm 1/400 \text{ rad}$ を1サイクル、 $R = \pm 1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/67$ 、 $1/50 \text{ rad}$ を各2サイクル、 $R = \pm 1/33$ 、 $1/25$ 、 $1/20 \text{ rad}$ を各1サイクルの計12サイクルを経て、最終的に $R = +1/14 \text{ rad}$ まで载荷した。

(3) 計測方法

図-5に変位の計測位置を、図-6に各試験体共通のひずみの計測位置を示す。変位の計測にはひずみゲージ式変位計を用い、柱反曲点位置を不動点とした計測フレームを基準とし、梁端加力位置、柱上下のピン・ローラー位置、柱梁接合部の4隅の水平・鉛直変位、柱梁接合部の対角方向の変位、および柱梁接合部内の梁主筋の移動量を計測した。また、図-6に示す柱主筋と柱梁接合部のせん断補強筋の各位置、および図-2に示す梁主筋と機械式継手の各位置にはひずみゲージを貼付し、ひずみを計測した。

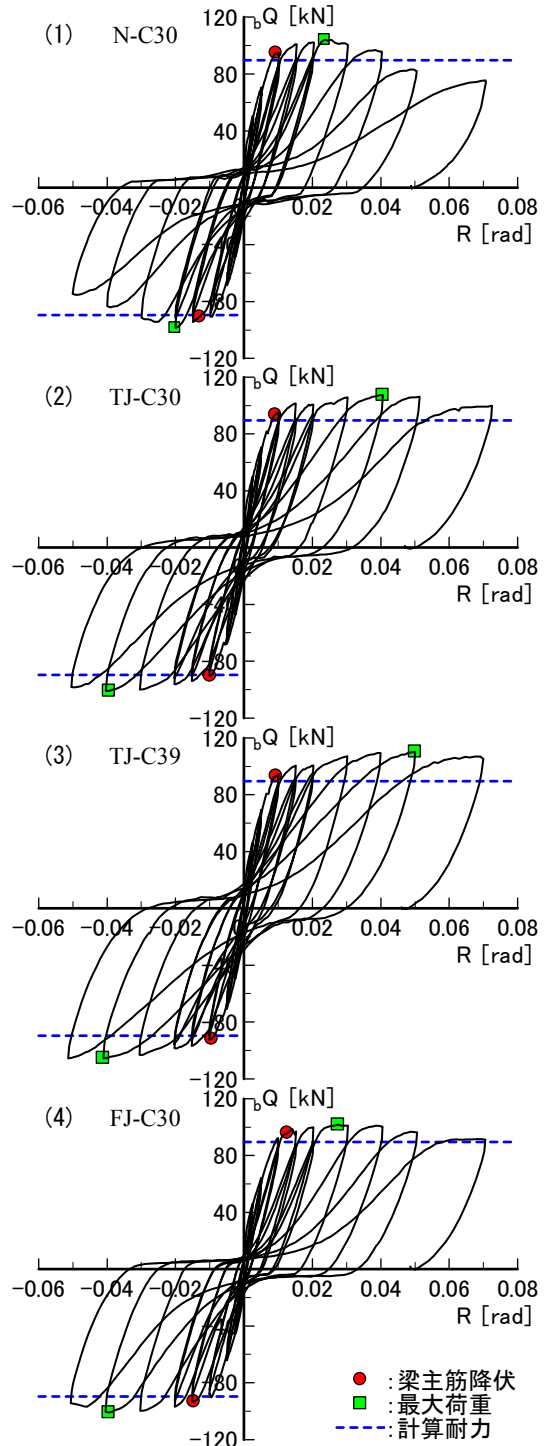


図-7 梁せん断力-変形角関係

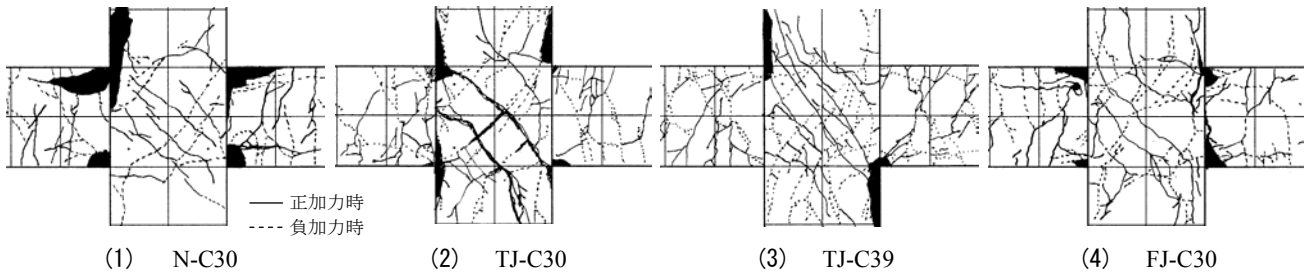


図-8 柱梁接合部の最終ひび割れ状況

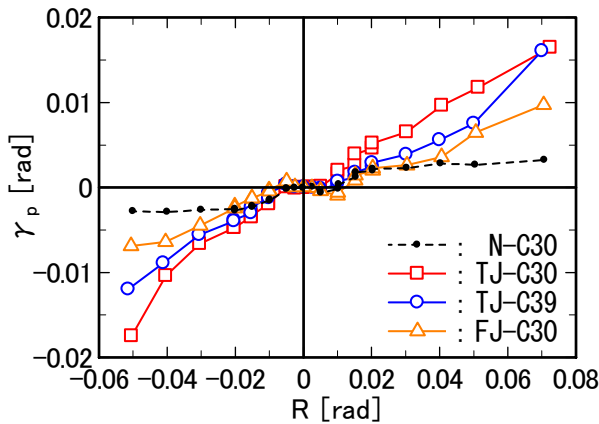


図-9 柱梁接合部せん断変形角の推移

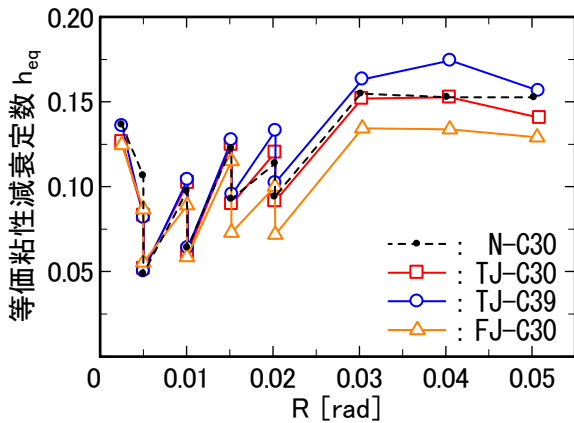


図-10 等価粘性減衰定数

3. 実験結果および考察

(1) 破壊状況および荷重-変形曲線

図-7に梁のせん断力 bQ と変形角 R との関係を示す。図-8に柱梁接合部の最終ひび割れ状況を示す。すべての試験体において $R=1/1000$ rad までに梁に曲げひび割れが発生し、TJ-C30, TJ-C39は、 $R=1/100$ rad までに、N-C30, FJ-C30は、 $R=1/67$ rad までにすべての梁主筋が降伏している。降伏時荷重は、梁の曲げ耐力の計算値²⁾とほぼ一致している。

梁主筋降伏後の状況については、通し配筋のN-C30は最大荷重に到達した後の $R=1/33$ rad 時の加力において、梁端部圧縮側のコンクリートが圧壊し、それ以降の加力

表-3 実験の最大荷重と各耐力の計算値

試験体名	実験値 最大荷重 bQ_{max}	計算値 単位[kN], [N/mm ²]						
		梁		柱		柱梁接合部		
		曲げ耐力 bQ_{bmu} ※1	せん断耐力 bQ_{bsu} ※2	曲げ耐力 bQ_{cmu} ※3	せん断耐力 bQ_{csu} ※2	せん断耐力 bQ_{psu} ※2	付着強度※2 τ_u / τ_j	
N-C30	104	90	235	150	234	168	8.1	0.93
TJ-C30	107	90	235	150	236	171	8.3 ※4	0.95
TJ-C39	110	90	240	163	258	203	9.7 ※4	1.12
FJ-C30	102	90	235	144	223	155	7.6 ※4	0.87

※1: 文献2) ※2: 文献3) ※3: 文献4) ※4: 通し配筋とした場合

で緩やかな荷重低下を起こした。TJ継手を用いたTJ-C30, TJ-C39は、 $R=1/25 \sim 1/20$ rad で最大荷重を示し、その後もほとんど荷重低下は見られなかった。

両者の違いは履歴形状に見られ、コンクリート強度の低いTJ-C30のほうが若干逆S字の形状が強く現れている。FJ継手を用いたFJ-C30は、最大荷重までは通し配筋のN-C30の破壊状況と類似しているが、梁端部の圧壊の規模はN-C30より小さく、荷重低下の度合いは比較的小さい。履歴形状は、このFJ-C30が最もループ面積の小さい逆S字状を示している。

図-9に柱梁接合部のせん断変形角 γ_p の推移を示す。機械式継手を用いたTJ-C30, TJ-C39, FJ-C30は、 R の増加とともに γ_p が増加しているが、通し配筋のN-C30は荷重の低下が生じ始めた $R=1/50$ rad 以降、 γ_p はほとんど増加していない。TJ継手を用いたTJ-C30とTJ-C39を比較すると、コンクリート強度の低いTJ-C30のほうが γ_p は大きく、柱梁接合部のせん断ひび割れ幅の増大が顕著に見られた。これは、コンクリート強度によって、接合部のせん断性能（剛性、耐力）が異なるためであると考えられる。FJ継手を用いたFJ-C30では、 $R=1/50$ rad までの γ_p は通し配筋のN-C30とほぼ同程度であったが、その後の変形で γ_p が増加した。

(2) 実験の最大荷重と耐力の計算値

表-3に梁のせん断力に換算した実験の最大荷重と耐力の計算値との対応を示す。実験の最大荷重 bQ_{max} は、梁の曲げ耐力の計算値 bQ_{bmu} ²⁾ に対する比率で1.13 ~ 1.22であり、よい対応を示している。

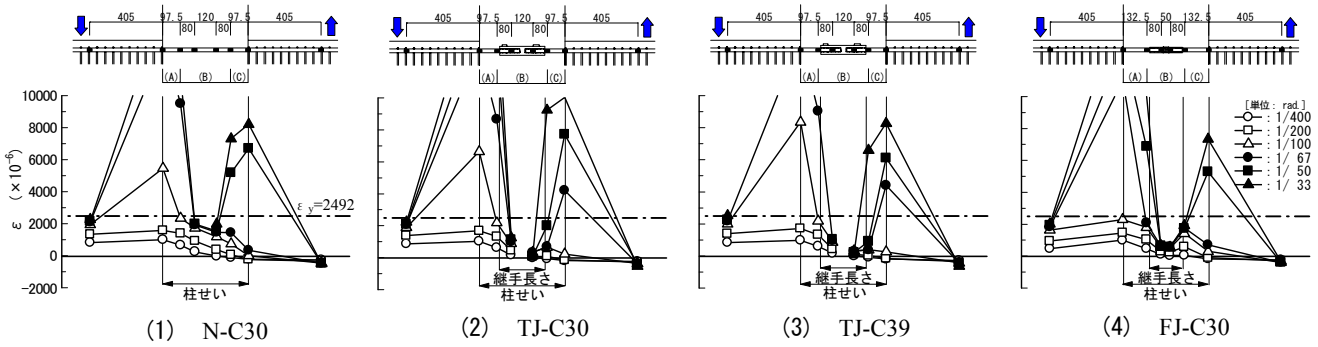


図-11 梁主筋のひずみ分布

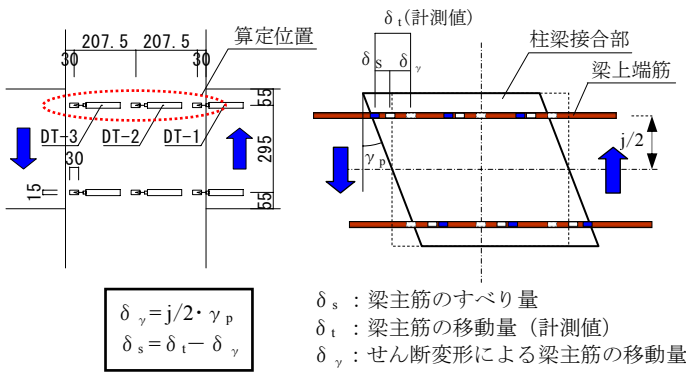


図-12 梁主筋のすべり量の算定方法

(3) 等価粘性減衰定数

図-10に各変形角における等価粘性減衰定数 h_{eq} を示す。N-C30とTJ-C30の h_{eq} は、 $R=1/20$ rad時に、TJ-C30が少し小さくなっているのを除き、各変形角ではほぼ同程度の値である。この2体と比較すると、TJ-C39は少し大きい値を、FJ-C30は少し小さい値を示した。これらは、(1)項で述べた梁せん断力 bQ - 変形角 R 関係における逆S字状の履歴形状の状況と対応している。

(4) 梁主筋のひずみ性状

図-11に正加力時の梁上端筋のひずみ分布を示す。引張側鉄筋部分(A区間)のひずみを見ると、TJ継手のTJ-C30、TJ-C39は通し配筋のN-C30と比較して引張ひずみの進展が大きく、FJ継手のFJ-C30はN-C30よりむしろ小さくなっている。これに対応して圧縮側鉄筋部分(C区間)では、 $R=1/100$ rad以降で負加力時の残留引張ひずみが顕著に見られる。TJ継手の試験体では、継手部分(B区間)の付着抵抗によって、引張側となるA区間(正加力時)・C区間(負加力時)にひずみが集中することがわかる。FJ継手のFJ-C30では、 $R=1/200$ rad(□印)の早期からC区間の継手寄りのひずみが正值(引張側)に移行しており、変形角 R が比較的小さい段階から柱梁接合部内の付着が劣化していることが推察される。

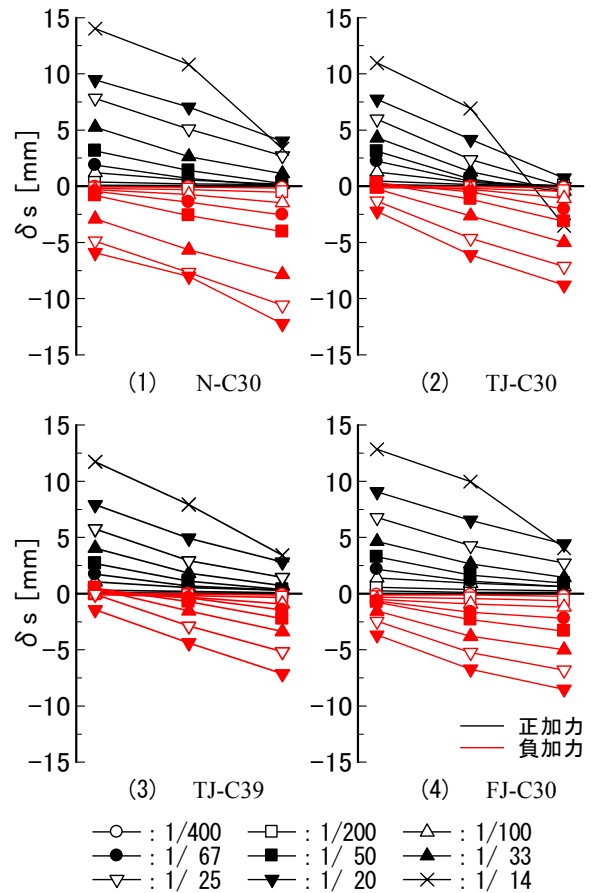


図-13 梁主筋のすべり量

(5) 柱梁接合部内の梁主筋のすべり量

柱梁接合部内の梁主筋のすべり状況を把握するため、図-12に示す方法で、コンクリートからの相対的な梁主筋のすべり量 δ_s を算定した。図に示す梁主筋の移動量 δ_t は、最外部鉄筋および機械式継手に溶接した全ネジボルトを、コンクリートのかぶり部に設けた $15\text{mm} \times 30\text{mm}$ のスリットから出して計測し、これからせん断変形による梁主筋の移動量 δ_γ を差し引いて δ_s とした。ここで、 δ_γ は①接合部のせん断変形は水平方向に一律に発生し、②せん断変形の中心は柱梁接合部の中心点であるとして算出したものである。

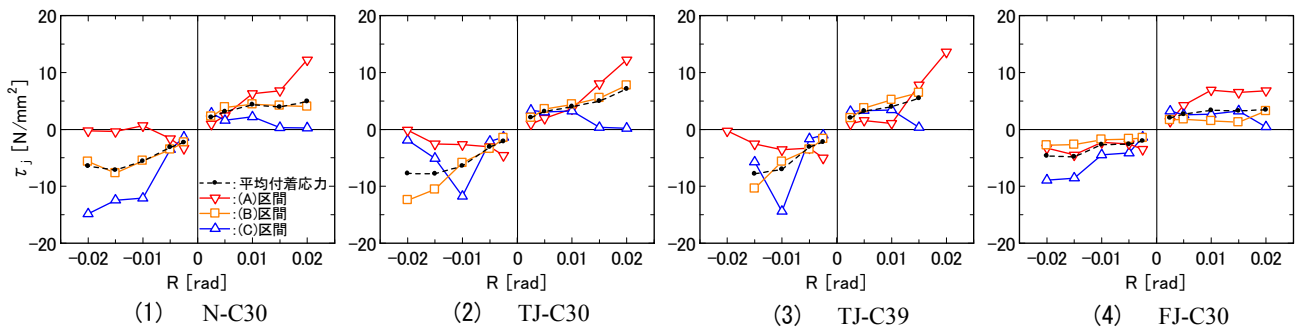


図-14 局所付着応力

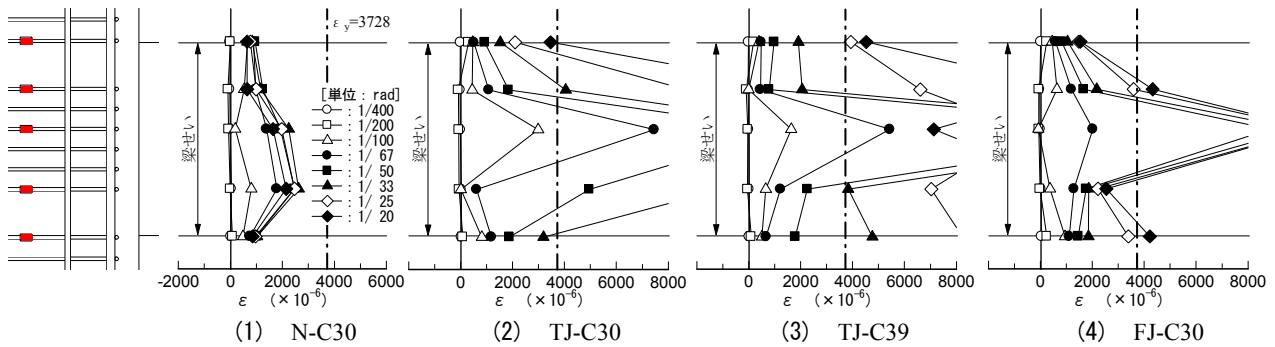


図-15 せん断補強筋のひずみ分布

図-13に梁上端筋のすべり量の推移を示す。図は左方向へのすべり量を正值として示してある。N-C30とFJ-C30を比較すると、 $R=+1/33$ rad程度までは同様の傾向を示し、加力サイクルが増すごとに引張側鉄筋と圧縮側鉄筋のすべり量が大きくなっている。しかし、さらに大変形になると、引張鉄筋のすべり量はFJ-C30のほうが通し配筋のN-C30より小さくなっている。一方TJ-C30は、N-C30、FJ-C30に比べて、継手部分および圧縮側鉄筋部分のすべり量が小さく、引張側鉄筋部分にひずみが集中する梁主筋のひずみ性状と対応している。

(6) 柱梁接合部内の局所付着応力

柱梁接合部内の梁主筋に貼付したひずみゲージ位置で分割される各区間(図-9のA, B, C区間)での、鉄筋の付着応力に換算した局所付着応力を求めた。ひずみ計測値を、Ramberg-Osgood型の履歴モデル関数を用いて応力に変換し、各区間の応力勾配を鉄筋の周長で除して、局所付着応力とした。図-14にその結果と、柱梁接合部の全せい区間で求めた平均付着応力とを併せて示す。

変形角 R が $R=1/400$ rad のときには、局所付着応力は全試験体とも引張側区間、中央部区間、圧縮側区間の順に大きく、中央部区間の付着応力はおおむね平均付着応力と一致している。 R が大きくなると、N-C30では引張側区間の局所付着応力が減少し、いったん中央部区間が大きくなった後、圧縮側区間の局所付着応力が増大している。TJ-C30, TJ-C39では、 R が大きくなるとともに継手

のある中央部区間の局所付着応力が増大している。一方、FJ-C30では R が大きくなっても中央部区間の局所付着応力が小さく、継手部の付着が小さいことを示している。

平均付着応力について見ると、N-C30とFJ-C30では梁主筋降伏後の $R=1/100$ rad以降はあまり増大しないのに対し、TJ-C30, TJ-C39では増大する傾向が見られる。これらの柱梁接合部内での付着劣化の推移は、梁せん断力 Q - 変形角 R 関係での逆S字状の履歴形状の状況、および等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移と対応している。

(7) 柱梁接合部内のせん断補強筋のひずみ性状

図-15に正加力時の柱梁接合部内のせん断補強筋のひずみ分布を示す。すべての試験体で、変形角 R が大きくなるとともにせん断補強筋のひずみが大きくなっていることがわかる。

通し配筋のN-C30は、柱梁接合部のせん断ひび割れが顕著となった $R=1/67$ radにおいて、せん断補強筋のひずみが進展したが、それ以降の変形では、ひずみの進展は緩やかである。TJ継手を用いたTJ-C30, TJ-C39は、 $R=1/100$ rad以降において、柱梁接合部中央付近のせん断補強筋のひずみが急激に進展し、 $R=1/67$ radで降伏ひずみに達している。FJ継手を用いたFJ-C30は、 $R=1/67$ radまではN-C30とほぼ同じ傾向を示したが、それ以降の変形ではせん断補強筋のひずみが急速に進展し、 $R=1/50$ radで降伏ひずみに達している。

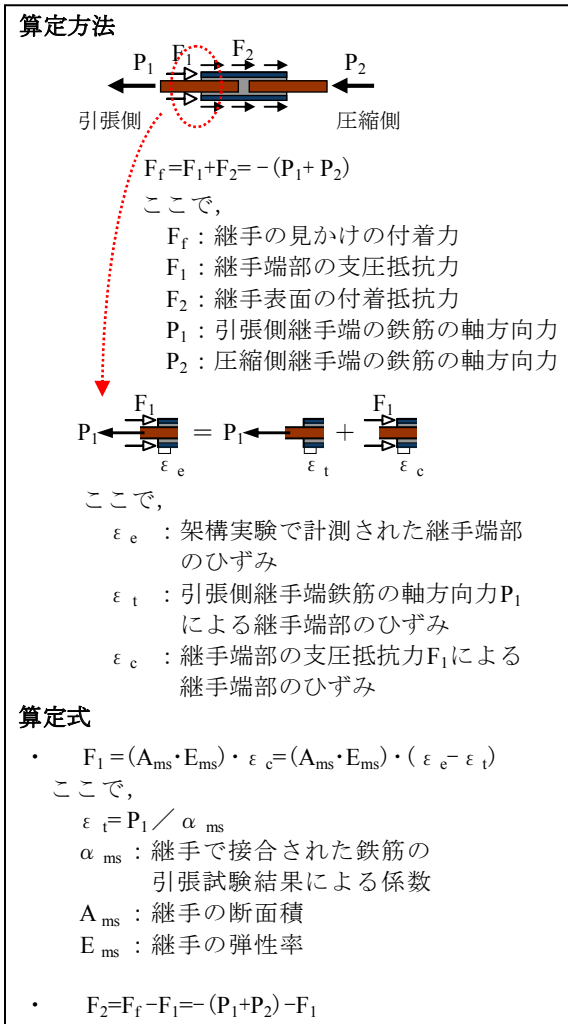


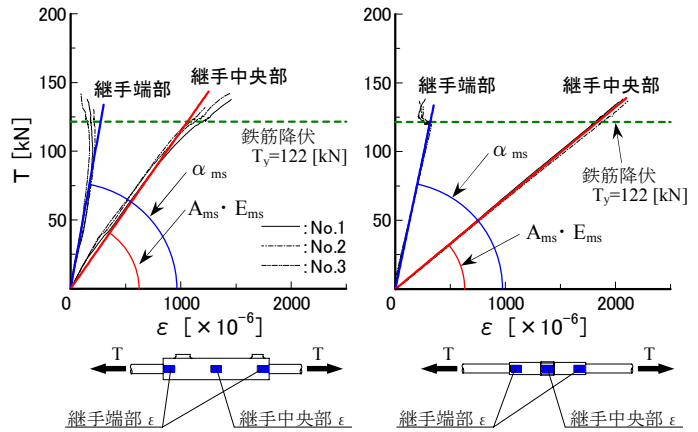
図-16 支圧抵抗力と付着抵抗力の分離方法

これらのひずみの推移は、柱梁接合部のせん断変形角 γ_p の推移と、おおむね一致している。

FJ-C30は、図-14の $R=1/50$ rad までの平均付着応力では、N-C30より少し小さい値を示しているが、せん断補強筋のひずみは $1/50$ rad以降で大きく進展し、図-9の γ_p は $1/25$ rad以降も大きくなっており、柱梁接合部に入力されるせん断力は変形角 R の増加とともに大きくなっていると考えられる。よって、梁主筋の付着劣化後は、継手端部の支圧抵抗機構も存在し、柱梁接合部のせん断力の抵抗機構（ストラット作用、トラス作用）の状態が通し配筋の場合と異なることが推察される。

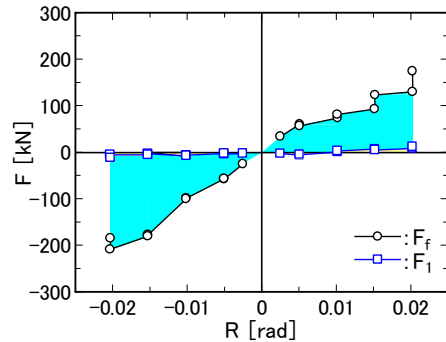
(8) 機械式継手の見かけの付着抵抗

(6) 項で述べた TJ-C30, TJ-C39, FJ-C30の B 区間の付着力は、機械式継手の見かけの付着力 F_f である。そこで、見かけの付着力 F_f を継手端部の支圧抵抗力 F_1 と継手表面の付着抵抗力 F_2 によるものと考え（例えば5）、両者の分離を試みた。算定上の仮定および方法は前報告¹⁾と同じであり、別途行った鉄筋を継手で接合した試験片の引

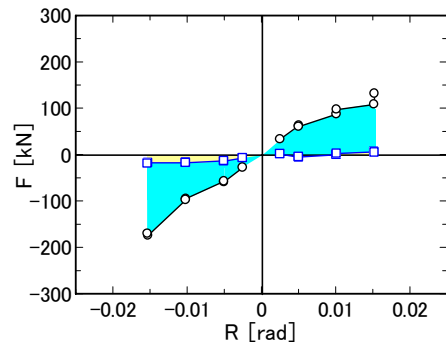


(1) TJ 継手 (2) FJ 継手

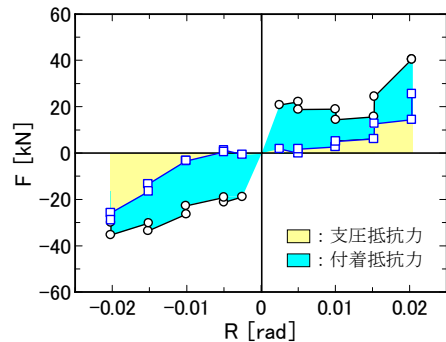
図-17 試験片の引張試験結果



(1) TJ-C30



(2) TJ-C39



(3) FJ-C30

図-18 継手の見かけの付着力

張試験結果をもとに支圧抵抗力 F_1 を求め、見かけの付着力 F_f と支圧抵抗力 F_1 の差分から付着抵抗力 F_2 を求めた。

図-16に分離方法の概要を、図-17に試験片の引張試験結果を、図-18に支圧抵抗力 F_1 と付着抵抗力 F_2 の算定結果を示す。

外径の大きいTJ継手を用いたTJ-C30、TJ-C39は、見かけの付着力 F_f の大半は付着抵抗力 F_2 であることがわかる。TJ-C30の $R = \pm 1/50 \text{ rad}$ （1回目）加力時の付着抵抗力 F_2 の平均値を継手表面積で除した付着応力 τ_{TJ} は $\tau_{TJ} = 4.3 \text{ N/mm}^2$ であった。これは、N-C30のB区間の最大局所付着応力（ $R = -1/67 \text{ rad}$ 時）の0.56倍である。

外径の小さいFJ継手を用いたFJ-C30は、 $R = 1/400 \text{ rad}$ までは見かけの付着力 F_f の大半は付着抵抗力 F_2 であるが、 $R = 1/200 \text{ rad}$ 以降で R の増加とともに付着抵抗力 F_2 が減少し、支圧抵抗力 F_1 が増加する傾向が見られる。FJ-C30の $R = \pm 1/50 \text{ rad}$ （1回目）加力時の見かけの付着力 F_f の平均値に対する支圧抵抗力 F_1 の比率 $\text{Avg}F_1/\text{Avg}F_f$ は53%（ $=20\text{kN}/38\text{kN}$ ）であった。これは、前報告¹⁾の結果（ $F_1/F_f = 48\%$ ）とほぼ同程度の比率となった。

4. まとめ

柱梁接合部に機械式継手を用いた工法の構造性能を確認することを目的として実施した、十字形架構の構造実験の結果を報告した。結果をまとめると、以下のとおりである。

- ①柱梁接合部に機械式継手を用いた架構の構造性能は、機械式継手の形状によって異なる。
- ②機械式継手を用いた試験体では、通し配筋の試験体に比べて最大荷重以降の荷重低下が小さく、大変形に至るまで荷重を保持した。
- ③履歴吸収エネルギーは、外径の大きいTJ継手の試験体は通し配筋の場合と同等以上であったが、外径の小さいFJ継手の試験体はやや小さかった。
- ④TJ継手を用いた架構においてコンクリート強度を高くした場合、履歴性状の向上が見られた。
- ⑤機械式継手の見かけの付着力を支圧抵抗力と付着抵抗力とに分離した結果、TJ継手の場合は大半が付着抵抗力であり、FJ継手の場合は $R = 1/50 \text{ rad}$ 時で支圧抵抗力と付着抵抗力がほぼ同程度であった。

参考文献

- 1) 新上 浩, 小坂英之, 山中久幸, 平野秀和, 貫洞 覚: 柱梁接合部に機械式継手を用いたRC造架構の加力実験, 三井住友建設技術研究所報告, No.3, pp.105-112, 2005
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 —許容応力度設計法— 1999, 1999
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 4) American Concrete Institute: Building Code and Commentary ACI318-95/318/R-95, 1998
- 5) 杉崎一哉, 山元雄亮, 阿瀬正明, 杉山智昭, 中野克彦, 松崎育弘: 鉄筋コンクリート部材に定着されたモルタル充填式機械式金物の定着性能に関する実験的研究(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.37-38, 2004

フル PCa アンボンド PC 床工法の長期載荷実験と曲げ載荷実験

Long-term Loading and Bending Tests of Precasted RC Slabs using Unbonded Prestressing Strand

江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI

建築技術部 松本 啓二 KEIJI MATSUMOTO

首都圏住宅建設事業部 蓮尾 孝一 KOICHI HASUO

アンボンド PC 工法を用いるスラブ段差付き床工法のプレキャスト化に当たり、実大試験体による長期たわみ性状と破壊形式に関する検証実験を行った。長期載荷実験による長期たわみは RC 規準による計算値よりも小さく、たわみ倍率は約 2 になることが判明した。曲げ載荷実験では段差部や設備開口部における局所的な破壊を伴わない 3 ヒンジの破壊形式を確認し、終局荷重は既往の計算式で安全側に評価できることが判明した。

キーワード：プレキャスト、アンボンド PC、長期たわみ、段差付き床

In this paper, the structural performances of long-term deflection and collapse mode about the full scaled precasted RC slabs with step portion, using unbonded prestressed tendons are discussed. It turned out the deflection of long-term loading test was smaller than the calculated one by AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures, the ratio of the observed deflection to the calculated one is about two. In the bending test, the 3 hinges collapse mode type without partial failures around the step portion and the voids for pipes was observed. It was also found that the calculating method proposed in the past study evaluated the ultimate load conservatively.

Key Words: Precast, Unbonded Prestressed Concrete, Long-term Deflection, Slab with Step Portion

1. はじめに

集合住宅の床には、自由度の高い住戸計画を可能にする大スパン化と、仕上げ床のバリアフリー化が求められるようになってきている。筆者らはこれらに対応する床工法としてアンボンド PC 工法を用いるスラブ段差付きの床工法¹⁾²⁾の開発に取り組んでおり、高品質と高生産性のさらなる向上を目的とし、今回、同スラブのフルプレキャスト（フル PCa）化についての検討を行った。

本研究ではフル PCa 床スラブの長期たわみ性状および破壊形式を検証するために行った実大試験体による長期載荷実験と曲げ載荷実験の結果について報告する。

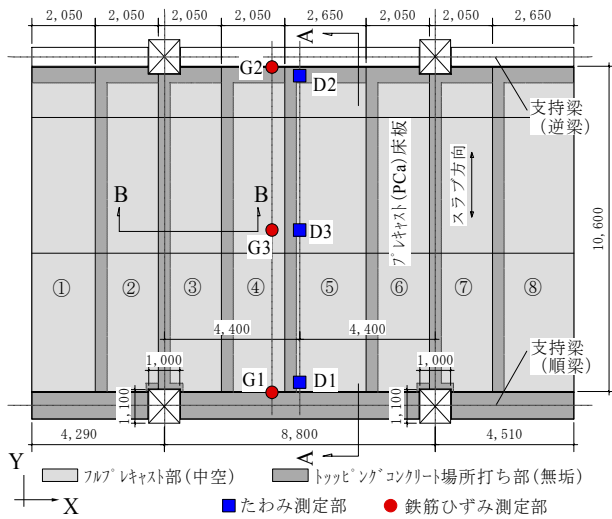
2. 長期載荷実験

(1) フル PCa 床スラブと実大試験体の概要

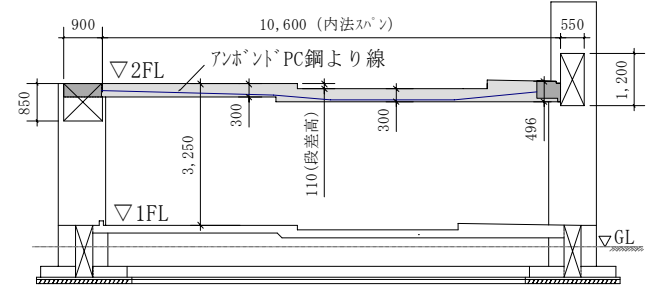
フル PCa 床スラブは、図-1、図-2に示す中空部を有す

る一方向のアンボンド PC 構造であり、スパン中央付近に段差部を有している。本床スラブの長期たわみ、床振動などの使用性能と、施工性を検証するために、図-1、写真-1に示す実大架構試験体を製作した。表-1に床スラブの諸元を示す。

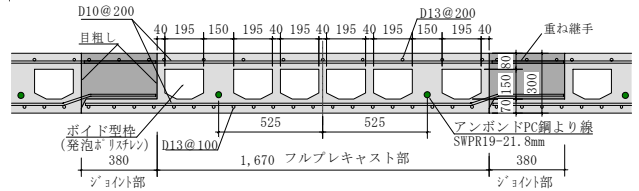
実大架構試験体は 1 層 1 スパンの 1 住戸範囲の両側に 1/2 スパン分を加えた形状であり、合計 8 枚の PCa 床板が桁行き方向（X 方向）の柱梁架構で支持されている。この X 方向架構の梁は、一方は順梁（ $b \times D=900 \times 850$ mm）で、他方は逆梁（ $b \times D=550 \times 1200$ mm）である。隣接する床板間と両支持梁端には場所打ちコンクリートを打設した。床スラブの内法スパン（ $L=10,600$ mm）に対する厚さ（ $t=300$ mm）の比 t/L は $1/35.3$ であり、ボイド型枠の使用による重量換算の等価床厚は 270 mm に相当する。試験体の上下階には、住居プランを模擬し外壁、間仕切壁、床仕上げ等を施しており、これによる床スラブの載荷重量は約 500 N/m² である。



(1)2階床伏図



(2)A-A断面



(3)B-B断面

図-1 実大架構試験体図

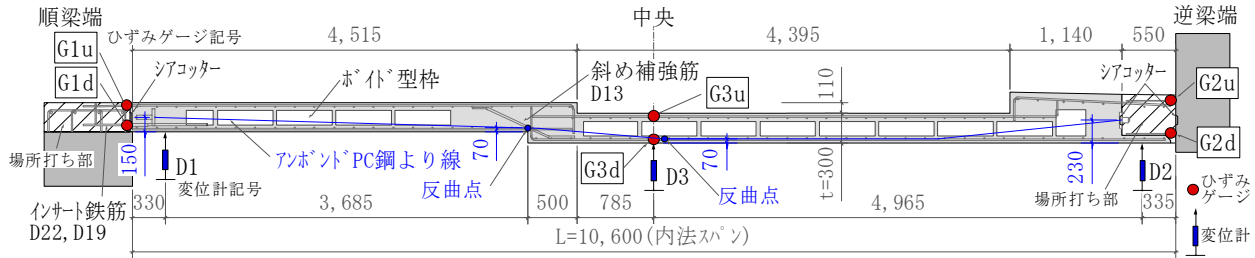


図-2 フルPCa床板のPC鋼線の配置と計測点



写真-1 実大架構試験体 (1F内装工事着手前)

表-1 床スラブの諸元

床工法	一方向中空アンボンドPC床スラブ			
内法スパンL	10,600mm			
床厚t	300mm (t/L=1/35.3)			
等価床厚(重量換算) t _{ave}	270mm			
平均床重量	6,480N/m ²			
載荷重量	約500N/m ² (床仕上・間仕切重量)			
主筋	部位	順梁端	中央	逆梁端
	上端筋	D13@100	D13@200	D13@100
配力筋	下端筋	インサート鉄筋 板①④:3-D19, 板⑤⑧:4-D19, その他:2-D22	D13@100	D13@200
	アンボンドPC鋼線	上下共: D10@200		
有効プレストレス力* (平均有効プレストレス)	板⑤⑧	SWPR19-19.3mm×3		
	その他	SWPR19-21.8mm×2		
	板⑤⑧	259kN×3		その他: 329kN×2
		(1.7N/mm ²)		(2.0N/mm ²)

*プレストレス有効率 η=0.85として計算

図-2にPC鋼線の配置を示す。PC鋼線の配置は段差部付近に反曲点を持つ配置法^{1),2)}とし、平均有効プレストレスは1.7～2.0N/mm²とした。表-2に材料試験の結果を示す。

(2) 計測方法

図-1, 図-2に計測点位置を示す。床スラブの順梁端 (D1), 逆梁端 (D2) および中央部 (D3) に配置した変位計により床板の鉛直変位を、順梁端上下主筋 (G1u,G1d), 逆梁端上下主筋 (G2u,G2d) および中央部上下主筋 (G3u,G3d) に貼付したひずみゲージにより鉄筋のひずみを計測した。

表-2 床スラブの材料試験結果

材料	対象	強度 N/mm ²	ヤング係数 N/mm ²
コンクリート	PCa板	58.1*	30,400*
	場所打ち部	52.3	31,000
鉄筋	D10	377	188,000
	D13	344	193,000
	D19(インサート)	388	189,000
	D22(インサート)	388	193,000
アンボンドPC鋼線	19.3mm	1,730**	192,000
	21.8mm	1,680**	188,000

*床板8枚の平均値, **0.2%永久伸び時

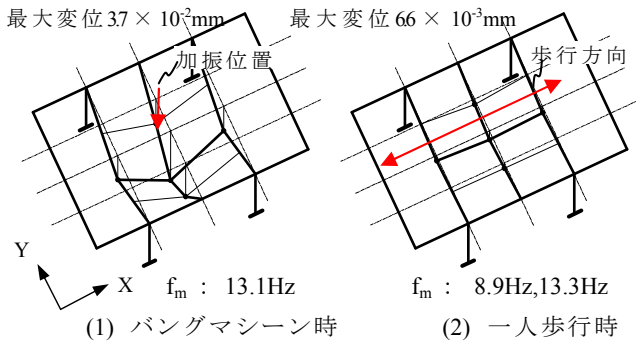


図-3 振動モードの測定値と卓越振動数 f_m

表-3 たわみ倍率

弾性たわみ (mm)	計算値 δ_e	2.3
	実験値 δ_0^*	2.5
長期たわみ (mm)	実験値 δ_L^{**}	5.1
たわみスパン比	δ_L/L	1/2,078
たわみ倍率	δ_L/δ_e (実/計)	2.2
	δ_L/δ_0 (実/実)	2.0
	RC規準 ³⁾ による計算値 ΣK ($K1=4.7, K2=2.4, K3=1.6$)***	8.7

*支保工撤去直後の値, **実験値の回帰式による最終予測値,
*** $K1, K2, K3$: 各々ひび割れ, クリープ, 乾燥収縮による倍率

(3) 床スラブの振動性状

床の支保工を撤去した直後に、圧電型加速度計を用いて床の鉛直振動を測定した。図-3に振動モードの測定値と卓越振動数を、図-4に立体フレームモデルによる固有値解析結果を示す。図-4に示す固有値解析結果を参考にすれば、バングマシン加振時(図-3(1)図)の卓越振動モードは3次固有モードであり、一人歩行時(図-3(2)図)の振動モードは1次と3次固有モードの連成形態である。本工法のような一方向スラブが連続する大型スラブでは、飛び跳ね等の衝撃力によって必ずしも全体系の1次モードが励起されるとは限らないことが分かる。

(4) 実験結果

a) 長期たわみの経時変化とたわみ倍率

図-5に長期たわみの経時変化を示す。長期たわみ δ はスラブ中央の値を両端からの相対値 $(D3-(D1+D2)/2)$ で表したものである。支保工撤去直後のたわみ δ_0 は 2.5mm であり、その後 δ は約 2,000 時間まで増大し、4,000 時間以降ではほぼ収束傾向にある。同図に実験値を回帰した長期たわみの予測曲線を示す。これによると長期たわみの最終値 δ_L は 5.1mm、たわみスパン比 δ_L/L は 1/2,078 となる。

表-3にたわみ倍率の実験値と計算値を示す。たわみ倍率の計算値は RC 規準による値³⁾であり、床スラブの両端部(場所打ち RC 部)と中央部(アンボンド PC 部)の3断面においてひび割れ、クリープ、乾燥収縮によるたわみ倍率をそれぞれ計算し、それらの平均値を合計し

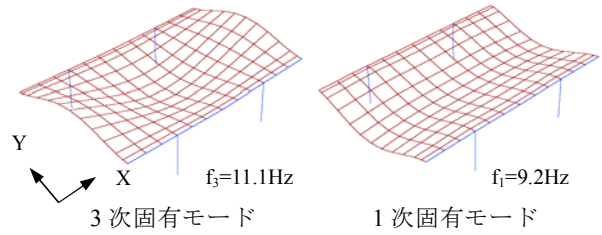


図-4 立体フレームモデルによる固有値解析結果

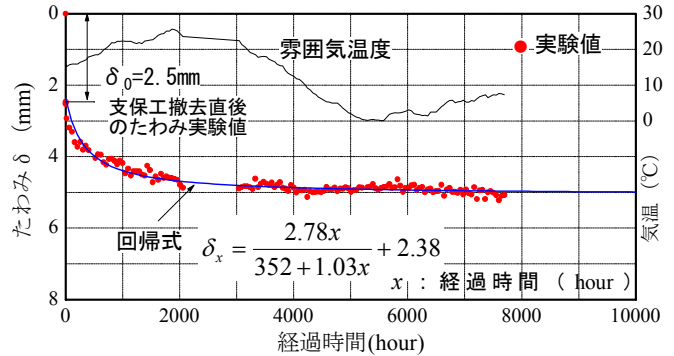


図-5 長期たわみの経時変化

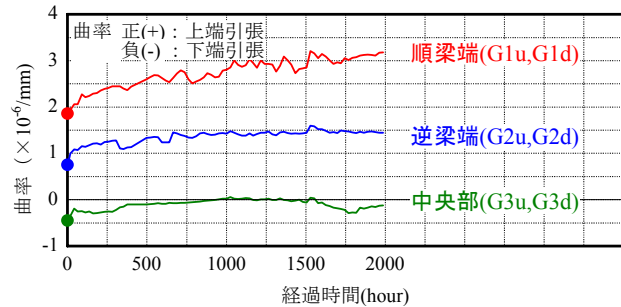


図-6 曲率の経時変化

て求めた。このとき、プレストレスによる長期たわみの低減効果は、床中央部のひび割れによるたわみ倍率を 1.0 とすることで評価した。たわみ倍率は、弾性たわみを立体フレーム解析による計算値 δ_e とした場合で 2.2、実験値 δ_0 で 2.0 となり、計算値 8.7 に比べて 1/4 程度に小さくなった。

b) 曲率の経時変化

図-6に長期たわみが増大した、支保工撤去直後から 2,000 時間における順梁端、逆梁端および中央部の上下主筋のひずみより求めた曲率の経時変化を示す。同図の曲率は、支保工撤去直前の値をゼロとしたときの増分値であり、正值が上端引張、負値が下端引張の曲げ変形を表している。支保工撤去直後の曲率の比は、順梁端：中央部：逆梁端 = 1 : -0.24 : 0.41 となり、その後の曲率はすべて正側に推移した。2,000 時間後には、両端部の曲率は初期の約 1.5 ~ 2.0 倍に増大したのに対し、中央部の曲率はむしろ曲げ変形が抑制される方向に推移している。これは PC 鋼線の吊り上げ力によって生じるクリープの影響によるものと考えられる。

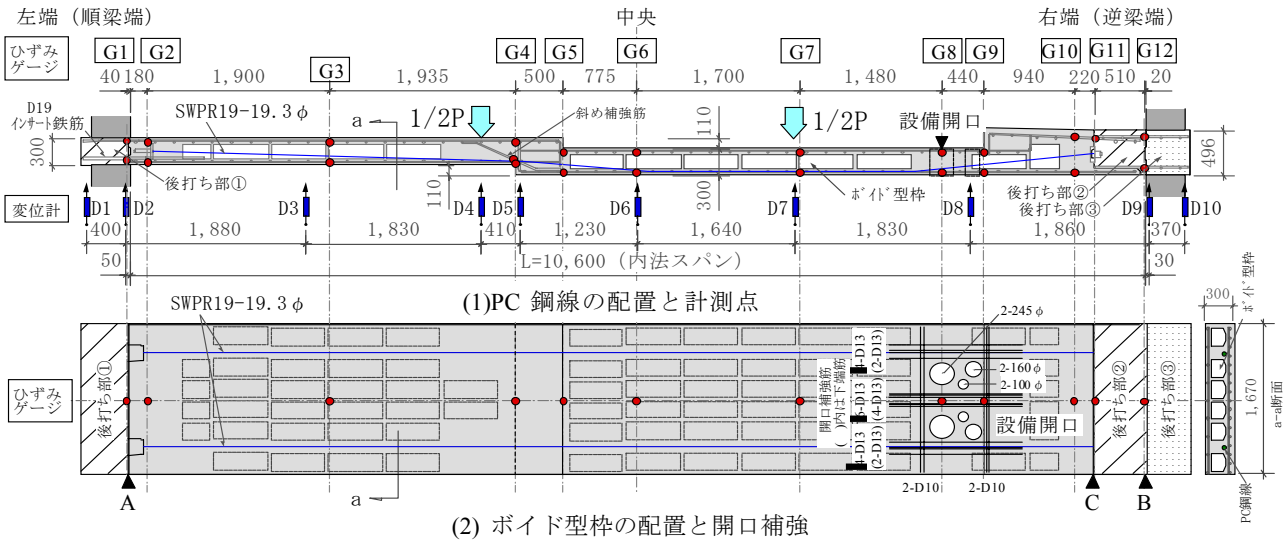


図-7 試験体の構造と計測点の配置

表-4 試験体の諸元

サイズ	厚さ $t=300\text{mm}$ 、幅 $w=1,670\text{mm}$ 、内法スパン $L=10,600\text{mm}$ 、段差 110mm			
設備開口	2-245 ϕ 、2-160 ϕ 、2-100 ϕ (断面欠損率: 約30%)			
平均床厚	260mm (中空率: 13.3%)			
床重量	109kN (均し重量: 10.3kN/m)			
鉄筋	部位	左端	中央	右端
	上端筋	17-D13	9-D13	17-D13
	下端筋	5-D19	17-D13	9-D13
	配力筋	上下共: D10@200		
開口補強筋	(図-6に示す)			
プレストレス	SWPR19-19.3mm \times 2 (平均有効プレストレス: 1.8N/mm ²)			

表-5 材料試験結果

コンクリート	圧縮強度	割裂強度	ポアソン比	ヤング係数	
	N/mm ²	N/mm ²		N/mm ²	
PCa板	49.2	4.1	0.18	26,500	
端部後打ち部	46.6	3.7	0.15	29,300	
鋼材	降伏ひずみ	降伏応力度	引張強度	ヤング係数	
	$\times 10^{-6}$	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
PCa板鉄筋	D10	2,097	377	510	188,000
	D13	1,803	344	487	193,000
端部後打ち部鉄筋	D13	1,709	325	475	190,000
	D19	2,123	388	586	189,000
AノボットPC鋼線	19.3mm	11,000*	1,730*	1,950	192,000

*0.2%永久伸び時

3. 曲げ載荷実験

(1) 試験体

表-4に試験体の諸元を、図-7に試験体の構造を示す。試験体は、実大架構試験体の床スラブを構成するPCa床板(図-1)で幅方向のジョイント部を省略した断面形状になっており、厚さ t は300mm、幅 w は1,670mm、内法スパン L は10,600mmである。床板の中空率は13.3%、平均有効プレストレスは1.8N/mm²で、床板の右端から1/5Lの部分に断面欠損率が約30%の円孔群の設備開口を設けている。床板端部のコンクリート後打ち部①、②、③は打ち分けを行い、打ち継ぎ面A,B,Cにはシアコッターを設けた。表-5に材料試験の結果を示す。



写真-2 実験状況

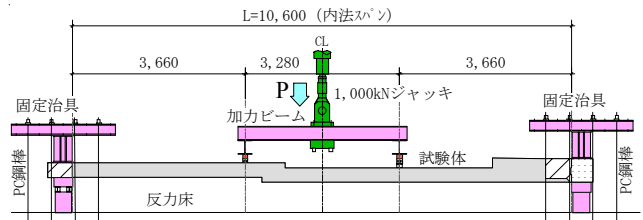


図-8 加力方法

(2) 加力・計測方法

写真-2に実験状況を、図-8に加力方法を示す。支持方法は床板両端部の後打ち部分(図-7, ①, ③)を固定治具で挟み込み、PC鋼棒で反力床に緊結する方法とした。このときの弾性たわみの実測値から逆算した端部の回転拘束度は、完全固定1.0に対して約0.7となった。加力方法は油圧ジャッキを用いた2点集中荷重による一方向漸増繰返し加力である。折返しのピーク値は、たわみスパン比 δ/L で1/1,300、1/400、1/200、1/100、1/75、1/38とした。また、各加力サイクルの除荷後に砂袋落下による自由振動実験を行い、破壊に至るまでの固有振動数の変化を測定した。

図-7に計測点の配置を示す。試験体の各部に配置した変位計により床板の鉛直変位を、上下主筋に貼付けたひずみゲージにより鉄筋のひずみ度を計測した。

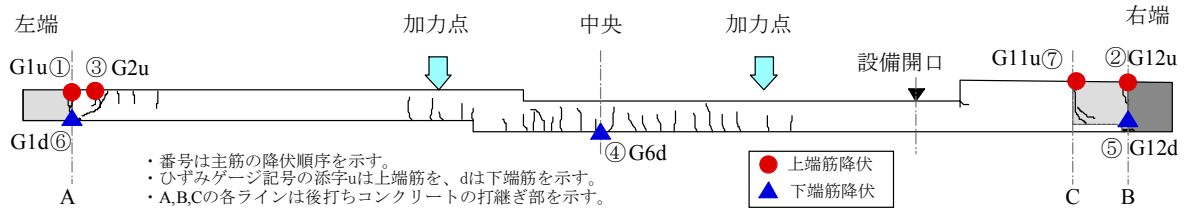


図-9 最終ひび割れ図と主筋降伏位置

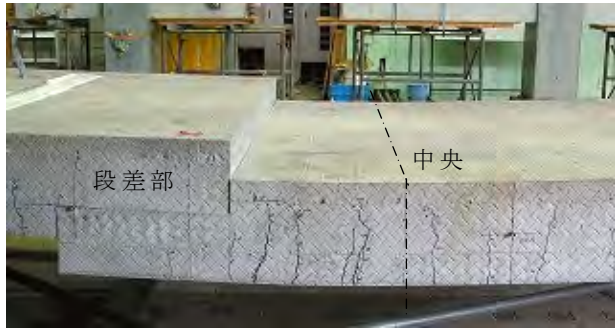


写真-3 段差部周辺の最終ひび割れ状況



写真-4 設備開口部周辺の実験終了後の状況

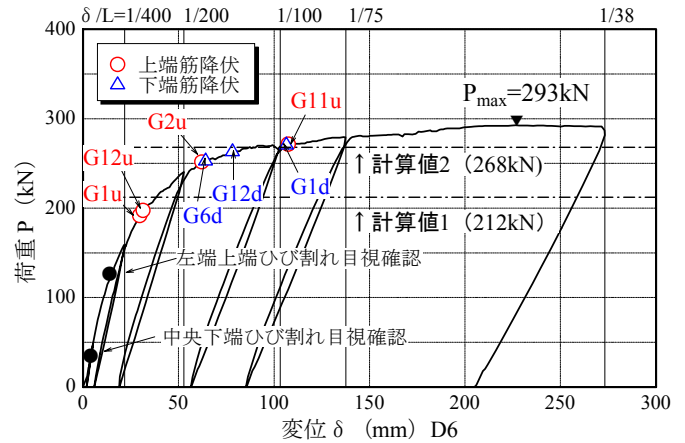


図-10 荷重 - 変位曲線

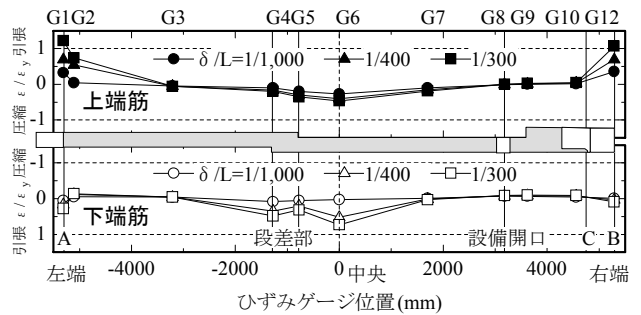


図-11 主筋のひずみ分布

(3) 実験結果

a) 最終破壊状況と荷重 - 変位関係

図-9に最終ひび割れ図と主筋降伏位置を示す。両端部のひび割れは、打ち継ぎ部 A,B,C に集中する傾向を示した。中央部のひび割れは加力点間に分散し、写真-3に示すようにひび割れ状況に段差部の影響はあまり見られなかった。また、写真-4に示すように設備開口部周辺にひび割れは観察されなかった。最終破壊状況は、端部上端筋と中央下端筋の降伏により 3 ヒンジを形成する崩壊形となった。

図-10に荷重 - 変位曲線 (計算値の詳細は後述) を示す。縦軸はジャッキの荷重 P を、横軸は床板中央の鉛直変位 δ (D6 変位計) を示している。δ/L=1/400 に至るまでに中央下端、左端上端に初ひび割れを目視確認した。δ/L=1/300 で両端の上端筋 (G1u, G12u) が降伏し、剛性低下を生じた。δ/L=1/200 を超えた辺りで中央下端筋 (G6d) が降伏し、崩壊形を形成した。その後

も主筋のひずみが進展して荷重は漸増し、最大 293kN に達した後、δ/L=1/38 で端部下端のコンクリートが圧壊して加力を終了した。

b) 主筋のひずみの応力状態

図-11に δ/L=1/1,000, 1/400, 1/300 における主筋のひずみ分布を示す。縦軸は降伏ひずみに対するひずみ比 ε/ε_y を、横軸は計測位置を示している。上端筋および下端筋のひずみの分布では、段差を有するスラブに放物線状の PC 鋼線を配置した場合に見られる段差部のひずみの増大¹⁾は緩和され、段差部に反曲点を設ける本配置法²⁾によってスパン中央部のひずみが大きくなる分布形状を示している。また、設備開口部 (G8) のひずみ量は小さく、応力集中は生じていない。

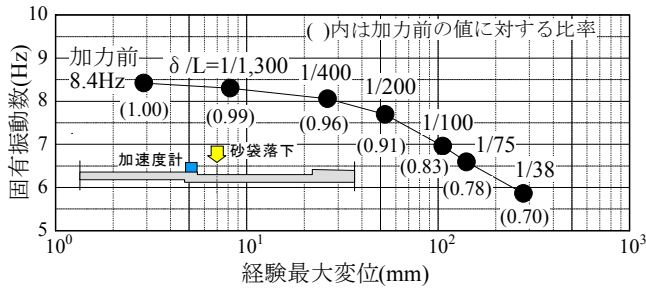


図-12 経験最大変位と固有振動数の関係

c) 固有振動数の推移

図-12に経験最大変位と固有振動数の関係を示す。同図の横軸は各加力サイクルで経験した最大変位を示している。固有振動数は経験最大変位の増加とともに低下し、加力前の固有振動数に対する比率は、 $\delta/L=1/200$ で0.91、 $1/38$ で0.70となった。

(4) 曲げ終局荷重の検討

図-10、表-6に曲げ終局荷重 P_u の実験値と計算値の対応を示す。ここで、実験値は最大荷重とし、計算値は実験結果に基づき床スラブの崩壊形を3ヒンジモデルとして、ヒンジ発生部位の終局モーメント M_u から算出したものである。終局荷重の計算値1は、同表(1),(2)式に示す M_u の略算式⁴⁾によるもので、計算値2は、アンボンドPC部材の既往の研究⁵⁾に準じて破壊断面の力の釣合い式より精算した M_u によるものである。このとき、中央断面における載荷による緊張材の伸びひずみと緊張材位置のコンクリートひずみの比を表す係数(F値)⁵⁾には、略算用として0.1を用いた。計算値1、2の P_u はそれぞれ212kN、268kNとなり、実験値($P_{max}=293kN$)は計算値1に対して1.4倍、計算値2に対しては1.1倍となった。

4. まとめ

フルPCaアンボンドPC床工法の実大試験体による長期載荷実験と曲げ載荷実験を実施し、以下の知見を得た。

- ①長期載荷実験による本床工法の長期たわみはRC規準³⁾による計算値に比べて安全側に推移しており、たわみ倍率は約2となることを確認した。
- ②曲げ載荷実験による本床工法の崩壊形は、段差部や設備開口部における局所的な破壊を伴わない3ヒンジモードとなった。

表-6 曲げ終局荷重の比較

	終局モーメント M_u (kN・m)			終局荷重 P_u (kN) (自重分は含まず)	備考
	左端(A)	中央	右端(B)		
プレストレス	なし	あり	なし		
実験値	-	-	-	293	最大値
計算値1	163	308	262	212	(1), (2)式
計算値2 (F値*)	234	343 (0.1)	323	268	文献5

$M_u = \frac{7}{8}T_y d + T_p \left(d_p - \frac{1}{8}d \right) \dots (1), T_p = a_p (0.75\sigma_{pe} + 0.25\sigma_{py}) \dots (2)$
 ここに、
 M_u : 断面の終局曲げモーメント、 d : 引張鉄筋有効せい、
 d_p : PC鋼線有効せい、 T_y : 引張鉄筋の引張合力(降伏と仮定)、
 T_p : 終局モーメント時PC鋼線の引張合力、 a_p : PC鋼線断面積、
 σ_{pe} : PC鋼線有効引張応力度、 σ_{py} : PC鋼線規格降伏点応力度

*破壊断面における載荷による緊張材伸びひずみと緊張材位置コンクリートひずみの比を表す係数

③曲げ終局荷重は、既往の略算式⁴⁾で安全側に評価でき、文献5の計算法⁵⁾では、より精度良い値が得られた。

参考文献

- 1) 鈴木ほか: 段差付き一方向アンボンドスラブの曲げ載荷実験その1~その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.163-166, 2004
- 2) 鈴木ほか: 段差付き一方向アンボンドスラブの長期載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.471-472, 2005
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 pp.357-364, 1999
- 4) 日本建築学会: プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種PC)構造設計・施工指針・同解説, pp.63-67, 2003
- 5) 六車熙ほか: アンボンドPC部材の曲げ終局耐力に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.26, No.1, pp.10-16, 1984

フルプレキャスト大スパンスラブの振動特性について

Experimental Study on Vibration Characteristics of Full Precast Large Span Slab

岩本 毅 TAKESHI IWAMOTO

嶋田 泰 YASUSHI SHIMADA

赤尾 伸一 SHIN-ICHI AKAO

建築技術部 松本 啓二 KEIJI MATSUMOTO

フルプレキャストの大スパンスラブの床衝撃音レベルについて実大スラブの模型を作製し、振動特性と床衝撃音に関する実験を行った。その結果、1)スラブ PC のジョイント部については若干のインピーダンスの低下が見られるが、板の振動性状はこの低下による影響はほとんどない、2)スラブ段差は重量床衝撃音の決定周波数付近では大きな拘束効果はないことが分かった

キーワード：床衝撃音，フルプレキャストスラブ，振動特性，インピーダンスレベル

For studying the floor impact sound of full precast large span slab, the vibration and sound characteristics were investigated on the full scale model slabs. As a result; 1) some decrease of the impedance level was observed at the precast-joints, but had no affect on the vibration characteristics, 2) a step of the slab did not have the constraint effect on the floor impact sound in the region of the determination frequency.

Key Words: Floor Impact Sound, Full Precast Slab, Vibration Characteristics, Impedance Level

1. はじめに

近年の集合住宅では平面プランの自由度を増すために無梁の大スパンスラブが増えてきている。スラブの厚さは重量床衝撃音、たわみ、振動などの観点から一般にスパンが大きくなるほど厚くなる傾向にある。その結果、

建物全体の重量の中でスラブの占める割合が増大することとなってしまい、一方ではスラブの重量の低減が課題となっている。

また、施工性の向上のため、大型の建物になるほど工業化工法が求められており、現場打ちのコンクリート量が比較的多かったスラブにおいても工業化が進んでい

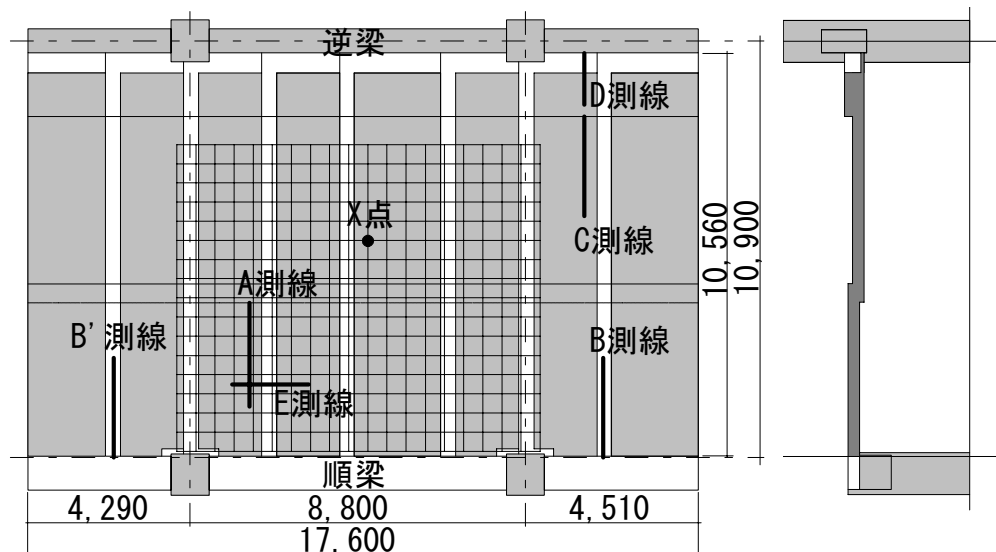


図-1 試験体概要

る。

今回、フルプレキャスト（以下フル PCa）の大スパンスラブによる実物大のモデルを施工し、スラブ重量の低減を目的とした床衝撃音性能に関する実験的検討を行ったので報告する。

2. 試験体概要

試験体は図-1 に示すような梁間方向に梁がない大型スラブである。桁行方向が 17.6m、梁間方向が桁行梁の内法寸法で 10.56m であり、8 枚のフル PCa (10.56m×2.05~2.65m)の床板で構成されている。一般に梁の内法寸法に対して、スラブ厚さはさまざまな制約から 1/30 程度と言われているが、この試験体では 1/35 程度となっている。

図中ハッチを掛けたところがフル PCa 部分、白抜き部分が現場打ちコンクリートとなっている、スラブの全厚は一般部分が 300mm のボイドスラブで、スラブの自重キャンセルのためにアンボンド PC 鋼線によるアンボンドスラブを採用している。

断面形状は水場部分のレベルを下げた段差スラブであり、最もスラブが厚くなる逆梁側では最大 510mm 程度の厚さとなる。PCa 板ジョイント部については、配力筋を D10-@200（一部@100）で配置し、現場打ちコンクリートと接する側面にはチェッカープレートによる目粗しを施している（図-2）。

受音室は住宅としての一般的な仕上げを施すこととした。外壁は ALC 板で、中央部分には一住戸分の間仕切壁を施工した。戸境の壁は乾式耐火間仕切りである。間仕切りの概要を図-3 に示す。

3. 測定方法

測定は駆動点インピーダンスと床衝撃音レベルについて行った。

駆動点インピーダンスの測定は、図-4 に示すようにインパルスハンマ（PCB 086C20）と圧電型加速度ピックアップ（B&K 4371）を使用し、一旦データレコーダに収録したものを FFT 分析器（RION SA-01）によりインピーダンスレベルを求めた。測定点を図-1 中に示す。このうち、A,C 測線については段差部の拘束効果、B,D 測線については端部の拘束効果、E 測線は板のジョイントの剛性を検討するためのものである。

床衝撃音レベルの測定は JIS A 1418:2000 に準拠し、図-3 中に示す A,B,C 室において行った。天井の仕上げは図-2 に示すように角型スタッドによるもの（SQ 工法）とした。この工法は基本的に天井を壁から支持する工法で

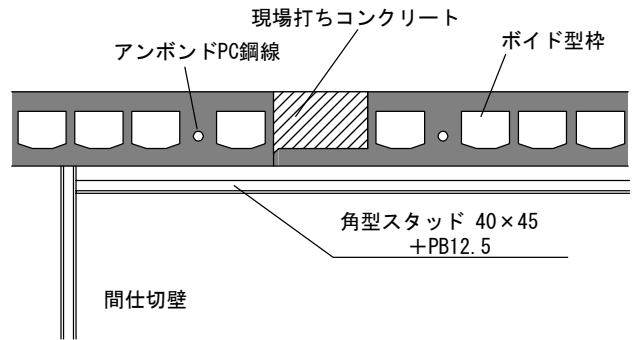


図-2 スラブ断面および間仕切り、天井の仕様

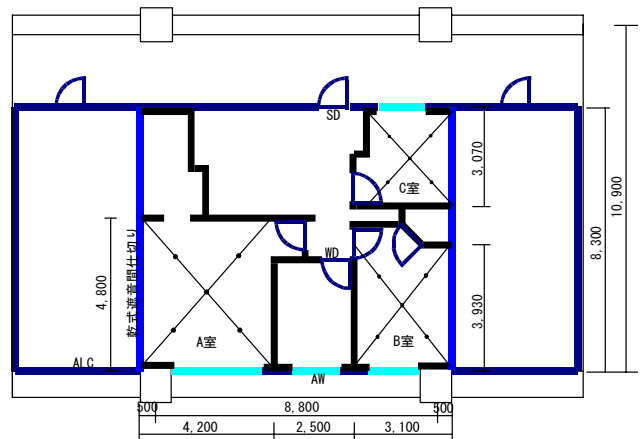


図-3 受音室間仕切りの概要

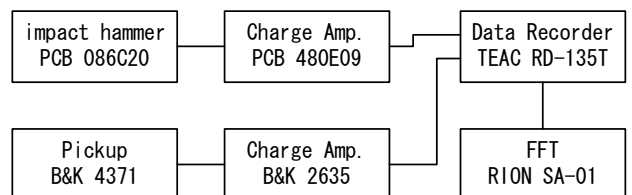


図-4 ブロックダイアグラム

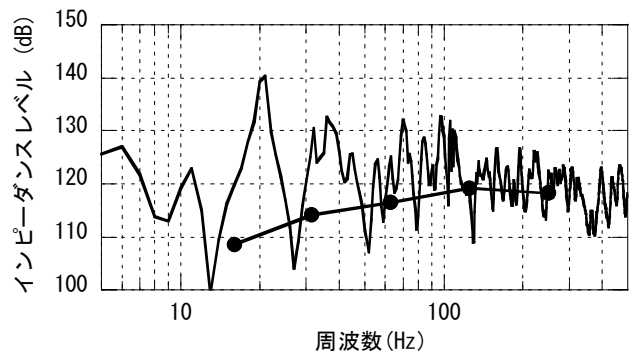


図-5 スラブ中央部のインピーダンスレベル

あるが、天井のたわみ抑制のため一定のスパン以上は途中で天井から追加支持する必要がある、この試験体においても部屋中央で天井から支持している。

4. 実験結果

スラブ中央 (x 点) における駆動点インピーダンスを図-5 に示す。オクターブ合成値を同図中に示す。63Hz 帯域には固有モードが多く存在するためにインピーダンスの低下は少ない。

スラブ段差部および梁の拘束の効果を確認するために A~D 測線における衝撃時間内インピーダンスレベルを見た。衝撃周波数から得られる曲げ波の波長 (λ_b) と端部からの距離 (x) で整理した結果を図-6 に示す。図中の曲線は回帰曲線である。

順梁、逆梁方向ともにインピーダンスの上昇量は 8dB 程度であり大梁に対するインピーダンス上昇量としては若干小さい値であるが、これはスラブの基本インピーダンスが大きいこと、梁下の壁が ALC であるために拘束効果が RC 壁と比較して弱いためであると推察できる。

図-7 は中央の段差スラブにおけるインピーダンス上昇量である。中央部分のスラブ厚さは 410mm あるが、2dB 程度の上昇であり、拘束効果は思いのほか小さい。逆梁側の段差部分についても上昇量は少なく、拘束効果は小さい。

次に、ジョイント部が衝撃時間内インピーダンスに与える影響を調べた。図-8 に示すようにジョイント部を中心に 100mm 間隔で測定点を設定した。図-9 に各点の衝撃時間内インピーダンスを示す。ジョイント部において 2dB 程度のインピーダンスの低下が見られる。これは既往の研究¹⁾においても指摘されている。そこで、このインピーダンスの低下が板全体の振動に与える影響について検討を行った。

図-1 中に示すように 500mm 間隔でメッシュに分割した交点の全時間応答インピーダンスを測定した。結果を 1/3 オクターブバンド処理し、コンターとして表したものを一部を図-10 に示す。同図中に PCa 板のジョイント部と段差部の位置を併せて示す。63Hz のオクターブバンド帯域の中いくつかのモードが現れていることが分かる。また、この結果を見るとジョイント部が振動モードに影響を生じさせているとはいえない。スラブ段差については比較的高い周波数であればインピーダンスの上昇効果が明確に現れるが、重量床衝撃音の決定周波数である 63Hz 付近においては顕著な効果はない。

スラブ素面における重量床衝撃音レベル (衝撃力特性 (1)) は、二重天井を施工しない場合、L 数で 48~50 で

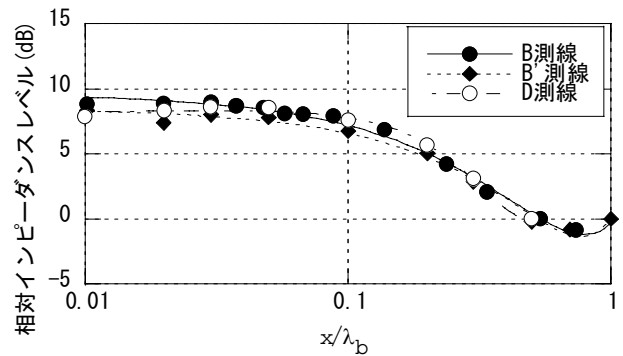


図-6 衝撃時間内インピーダンス端部上昇量 (大梁)

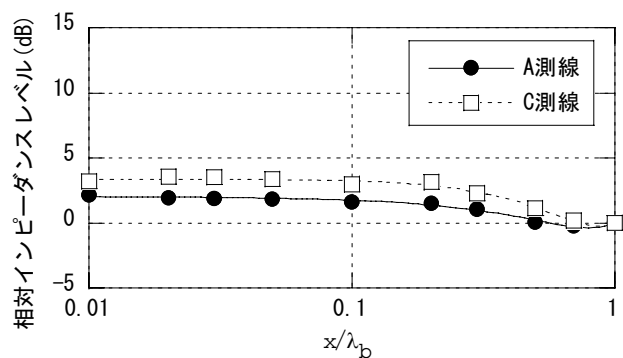


図-7 衝撃時間内インピーダンス端部上昇量 (段差部)

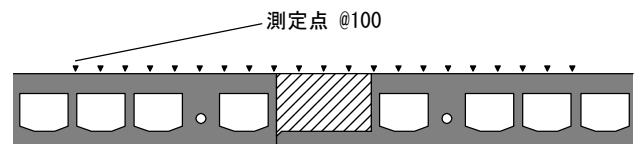


図-8 PCa 板ジョイント部の測定点

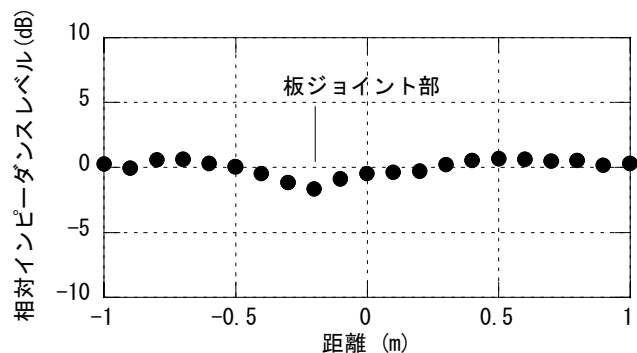


図-9 PCa ジョイント部周辺の衝撃時間内インピーダンスレベル

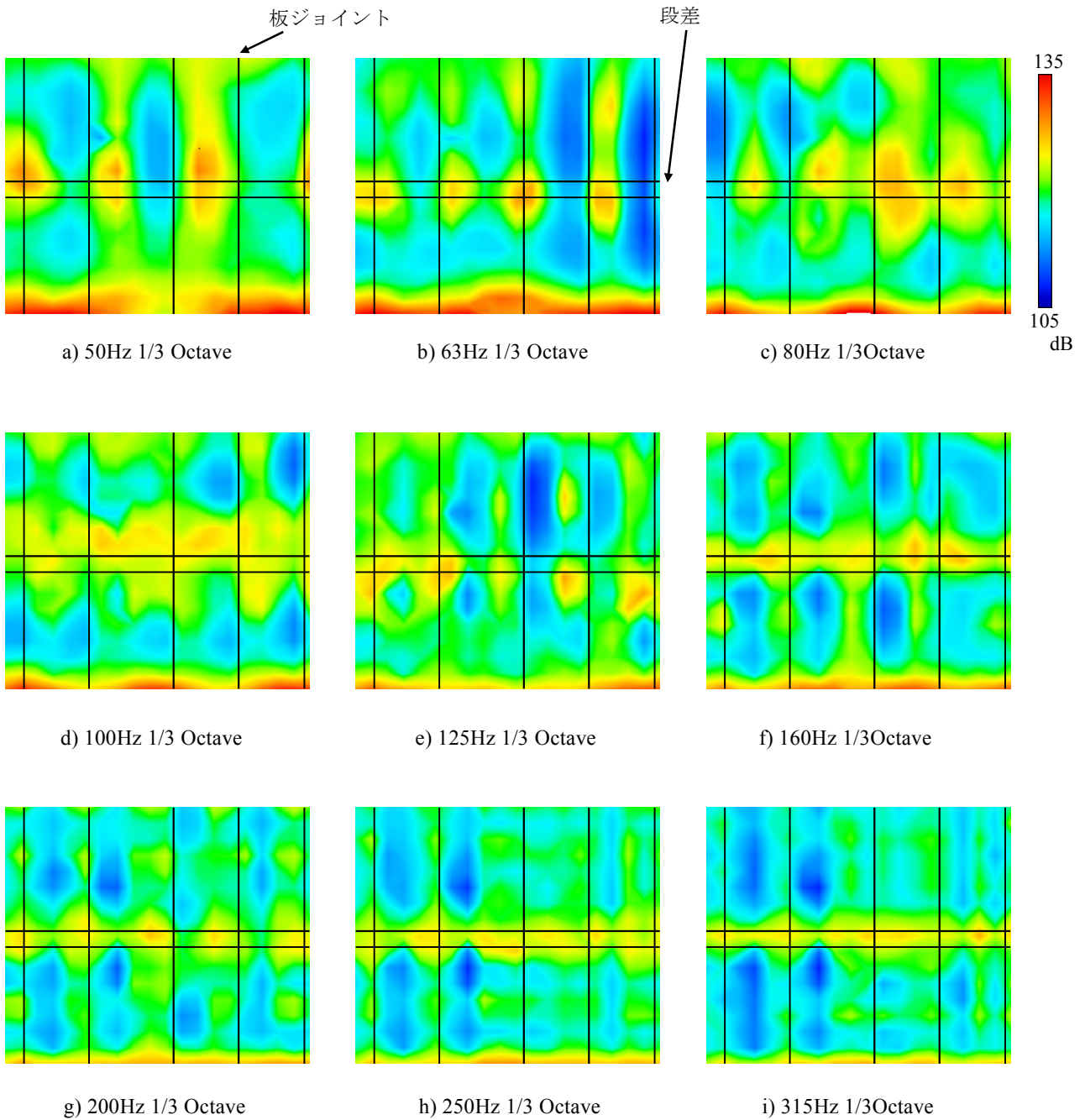


図-10 スラブのインピーダンスレベル分布

あった。

5. まとめ

フルプレキャストスラブの床衝撃音性能を検討する資料としてインピーダンスの測定結果について述べた。

大スパンスラブでは 63Hz 帯域のモードが多く現れ、拡散振動に近い性状をしていることが分かった。ジョイント部については多少のインピーダンスの低下が見られるが、板の振動性状からはそれによる影響は少ない。

スラブ段差については比較的高い周波数であれば拘束効果は大きいですが、重量床衝撃音の決定周波数付近においては拘束効果は期待できない。

参考文献

- 1)坂口ほか、「PC スラブのジョイントおよび壁開口部のインピーダンスに対する影響」、日本建築学会大会、1996年9月、pp47-48
- 2)JIS A 1418-2:2000、「建築物の床衝撃音遮断性能の測定方法 ー第2部標準重量衝撃源による方法」

地下鉄振動を受ける壁式構造の建物内振動伝搬特性に関する研究

Study of the Vibration Propagation of RC Wall Structure excited by Subway

山岸 邦彰 KUNIAKI YAMAGISHI
谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI
岩本 毅 TAKESHI IWAMOTO
原田 浩之 HIROYUKI HARADA

地下鉄軌道直上にある壁式構造の建物の振動測定を行った。測定結果から上部構造の1次固有振動数である55Hz付近の伝達関数が支配的であった。また、スラブの振動系を付加した質点系解析モデルにより算定した伝達関数は測定結果とほぼ同様であり、質点系モデルを用いた場合でも建物各部位の振動系を適切に考慮すれば、建物の実挙動が適切に表現されることが分かった。また、固体伝搬音の対策工法として、同調質量ダンパーによる建物上下振動の低減効果に関する解析的検討を行い、同ダンパーが建物の振動低減に効果的であることが分かった。

キーワード：地下鉄振動，壁式構造，固体伝搬音，伝達関数，質点系モデル，同調質量ダンパー

Vibration measurements of the RC wall structure just above the subway tracks were carried out. From the measurement results the transfer function at around 55 Hz, which was the first mode frequency of the structure, was predominant. The estimated transfer functions from a mass model analysis considering the slab vibration systems were coincident with the observed ones. Therefore, the mass model analysis could simulate the real behavior of the structure if the vibration systems of the each structural part was evaluated adequately. Also analytical studies were conducted to investigate the efficiency of vibration reduction using the tuned mass damper system for the structure born sound. The results showed the effectiveness of these dampers.

Key Words: Excitation by Underground Pass, Wall Structure, Structure Born Sound, Transfer Function, Mass System, Tuned Mass Damper

1. はじめに

近年の都市部における交通網の発達により、鉄道軌道近傍の建物における固体伝搬音（以下、固体音）の評価およびその対策が重要な課題となってきた。特に、固体音に対しては事後対策が困難なことから、企画・設計段階においてその影響を予測し、事前に適切な対策を施すことが重要となる。一方、固体音の低減対策として積層ゴムを利用した免震構造の有効性に関するいくつかの報告もある。

これらを背景として既報1)では、固体音の予測と固体音低減に対する免震構法の有効性の確認を目的として、鉄道軌道（高架軌道）近傍に建つ免震建物および周辺地盤における波動伝搬特性や基礎による入力損失、などを実測により確認した。また既報2)では、地下鉄走行に伴う振動に着目し、固体音の予測精度の向上を目的として3棟の建物で行った振動測定の結果について報告するとともに、建物振

動伝搬特性について解析による評価の可能性を確認することを目的として、多質点系応答解析による測定結果の検証を行った。また、それら3棟の建物のうち1棟は免震構法を採用した建物であり、免震構法による固体音低減効果についても確認した。これらの実測等の結果から明らかになったことは、鉄道通過時における振動の位相遅れは各振動数に対してほぼ同一であり、地下鉄走行に伴う加振源はラインソースと看做することができると思われること、各周波数成分の位相速度を計算すると高架橋を通過する鉄道および地上付近を通過する地下鉄から発生される波動は表面波が主であるが、地表から比較的深い位置を通過する地下鉄から発生される波動は実体波が主であること、建物全体および各部の振動特性を適切に評価した質点系モデルは、高周波数領域においても伝搬特性を評価できる可能性があること、等である。しかし、このような鉄道振動に関する測定事例が少ないことや実用的で精度の高い波

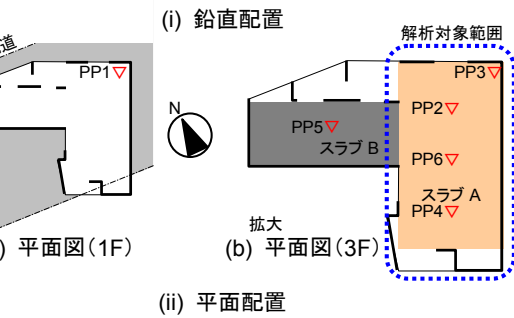
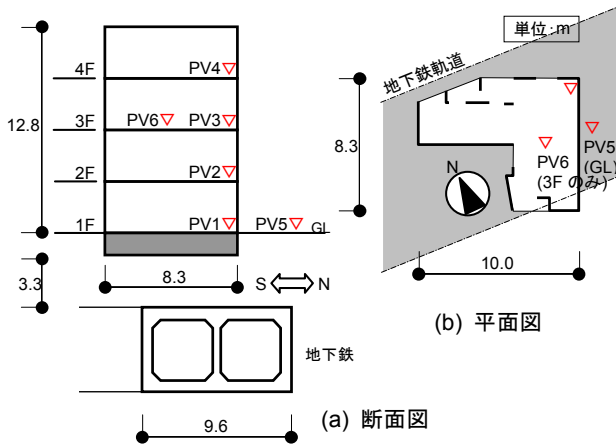


図-1 対象建物と地下鉄に関する概要図
(▽:ピックアップ設置位置)

動伝搬の予測法が確立していないことなど、固体音予測を行ううえでの技術的課題が多く残されている。

本研究では、地下鉄軌道直上に建つ壁式構造の建物の振動測定を行う機会を得たので、対象建物の振動特性の把握と、建物内振動伝搬特性を説明する解析モデルの妥当性を把握することを目的として、得られた振動測定結果および解析結果について報告する。また、これらの解析結果から上下動に対する建物の振動伝搬特性はスラブの撓み振動など建物各部位の振動の影響が大きいことが分かった。ここでは、そのような振動特性を利用した固体音低減対策の一方法として同調質量ダンパーの設置を考え、固体音が問題となる振動数領域の振動低減効果について解析的な検討を行った。

2. 建物および測定概要

図-1 に対象建物と地下鉄函体の位置関係を示す。基礎下端から 3.3m 深さの位置に函体の天端がある。対象建物は平面が約 10m×8m の L 字形をした 4 階建の共同住宅である。構造種別は RC 造、構造形式は壁式、基礎は直接基礎である。固体音対策として基礎直下に厚さ 50mm の防振用のゴムシートを基礎全面に敷いている。上棟直後であり、測定時には仕上・設備等はない状態であった。測定には周波数範囲が DC～100Hz である 1 成分加速度計

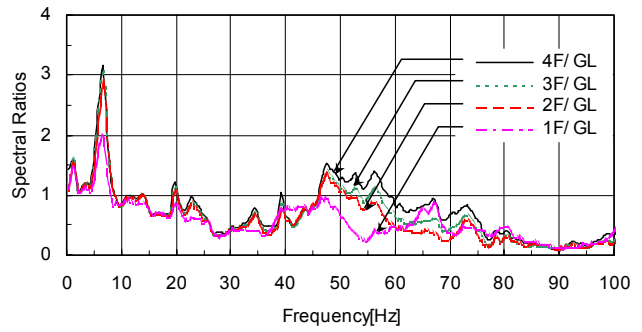


図-2 GL に対する各階のスペクトル比

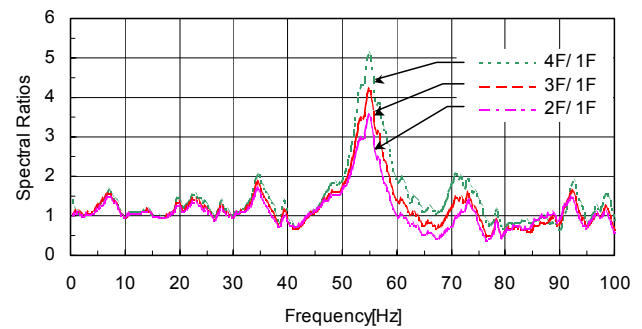


図-3 1F に対する各階のスペクトル比

(VM-5122, IMV(株製))を 6 台使用した。また、図-1 にはピックアップ(以下、PU)の配置状況を示している。PU の配置は建物の鉛直方向の振動特性とスラブの振動特性を把握するために鉛直配置と平面配置とした。鉛直配置(図-1 (i))は図中位置 PV5,PV6 を除いてスラブ振動の影響の少ない壁の入隅部に設置した。平面配置は図-1 (ii) (b) に示すように、便宜上右側の長方形部分をスラブ A、左側の長方形部分をスラブ B と称すると、スラブ A の長辺方向に 3ヶ所(四分位置)、スラブ B の中央に 1ヶ所 PU を設置した。なお、データはサンプリング周波数 1kHz、A/D は 16bit で収録した。また、データ処理は地下鉄の通過時間約 10～15 秒間を含めた約 16 秒間で Fourier スペクトル(バンド幅 0.5Hz の Parzen ウィンドウによる平滑処理を実施)を計算し、各点間のスペクトル比を計算した後、相加平均した。

3. 測定結果

(1) 鉛直配置による結果

図-2 に鉛直配置における GL に対する各階のスペクトル比を示す。6Hz 付近に尖鋭なピークが、また 50～60Hz 付近に振幅は小さいが幅の広いピークが見られる。これらのピークを除くと 10Hz 付近から高振動数になるにつれて徐々にスペクトル比が低減している。図-3 に鉛直配置に

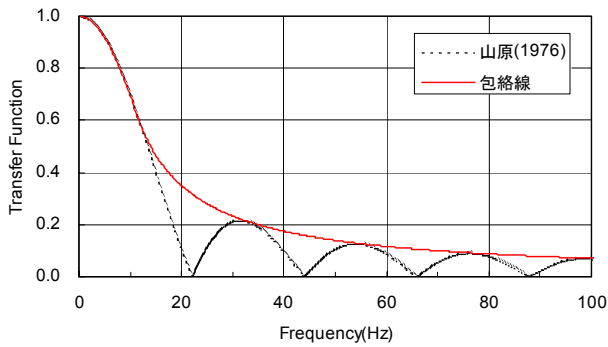


図-4 基礎の入力損失

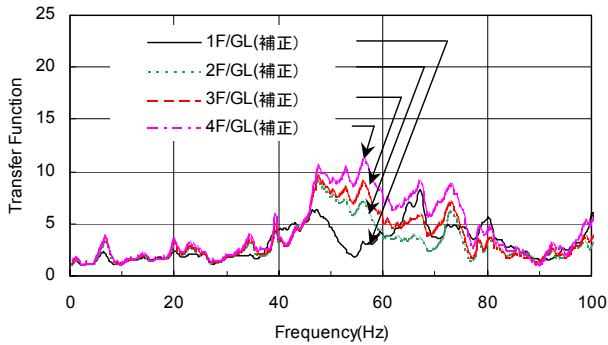


図-5 入力損失効果を考慮した伝達関数

おける 1F に対する各階のスペクトル比を示す。図-2 で見られる 6Hz 付近のピークは 1F に対する 2F, 3F, 4F とも、ほぼ同値の 1.5 程度と小さくなっている。35, 55, 70, 92Hz 付近にピークが見られるが、中でも 55Hz 付近のピークは他のピークと比べて最も大きい。この 55Hz 付近のピークは階数が高くなるにしたがい振幅も大きくなっている。一方、図-2 では GL に対する 1F のスペクトル比においてディップを生じている。また、55Hz より低振動数側で顕著なピークが見られない。これらのことから、55Hz 付近の振動数が上部構造の 1 次固有振動数であると推定される。

本建物は振動対策として基礎下全面に防振用ゴムシートを敷いている。この対策方法の効果について考察する。慣性の相互作用のみを考慮するために基礎の入力損失を除去することを考える。基礎の入力損失は本測定方法では測定することはできないため山原³⁾により評価する。山原による方法は特定振動数に落ち込みが生じるが、実測ではこのような顕著な落ち込みは観察されないことが多いので、図-4 に示すような包絡線で評価する。図-2 における GL に対して図-4 の入力損失効果を除去した伝達関数を図-5 に示す。定量的な評価は難しいが、50~60Hz 付近の波動はそれ程遮断されていないと考えられる。一般的にこのような遮断効果は 1 次元ばねによる質点系モデルによる共振曲線で説明されることが多い。もし、質点系モデルで模擬できるのであれば高振動数領域における遮断効果が顕著に現れるはずであるが、実測結果ではそのような結果

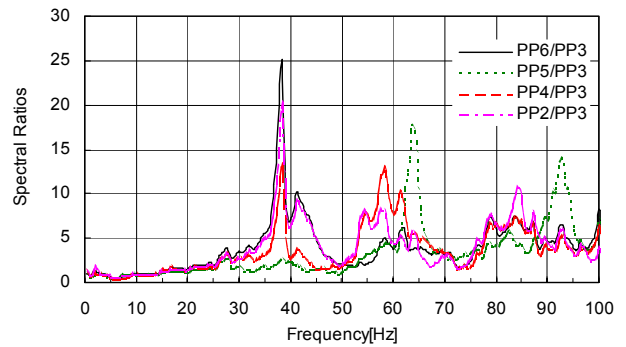


図-6 入隅部(PP3)に対するスラブ各位置のスペクトル比

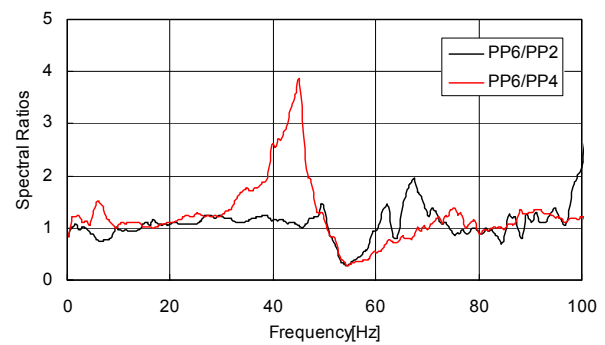


図-7 スラブ中央(PP6)の四分位置(PP2,PP4)に対する比

は確認されない。すなわち、1 次元ばねで防振用ゴムシートをモデル化する場合に、実状に即した設定をする必要がある。ちなみに、防振効果を波動インピーダンスから波動の低減率を評価している例が見られるが、多くが半無限地盤の波動場を仮定したものであるため、遮断効果を推定する場合に注意が必要である。

(2) 平面配置による結果

図-6 に平面配置における 3F 入隅部に対するスラブ各位置のスペクトル比を示す。PP3 に対する PP2, PP4, PP6 において 38Hz 付近にピークが見られる。これらのピークのうち PP6 が最も大きくなっていることから、約 38Hz がスラブ A の 1 次モードと思われる。また、約 58Hz では PP2, PP4 にピークが見られるが PP6 には顕著なピークが見られないことから、この振動数付近はスラブ A 中央部を節とする 2 次モードが卓越しているものと思われる。84Hz 付近のピークは PP2, PP4, PP6 すべてに見られ、振動数の大きさからスラブ A の 3 次モードであると推定される。一方、約 63Hz では PP5 に顕著なピークが見られるが、他の位置ではピークが見られないことから、この振動数付近はスラブ B の 1 次モードが卓越しているものと思われる。92Hz 付近は PP5 のみが顕著なピークを示していることからスラブ B の 2 次モードであると推定される。

図-7 に PP6 に対する PP2 および PP4 のスペクトル比を示す。45Hz 付近では PP6/PP4 が尖鋭なピークを有してい

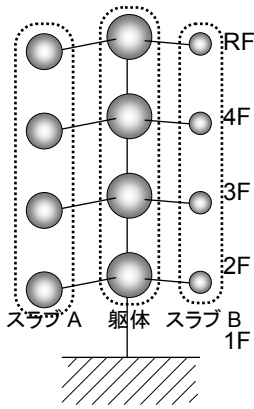


図-8 解析モデル

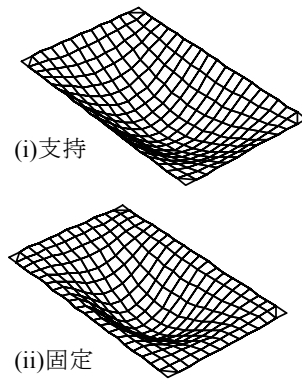


図-9 スラブの1次振動モード

表-1 スラブのモード振動数

	mode	支持 (Hz)	固定 (Hz)	平均値 (Hz)
スラブ A	1 st	26.3	51.6	39.0
	2 nd	44.7	70.5	57.6
	3 rd	75.3	103.5	89.4
スラブ B	1 st	44.0	87.4	65.7
	2 nd	71.4	114.6	93.0
	3 rd	117.0	162.8	139.9

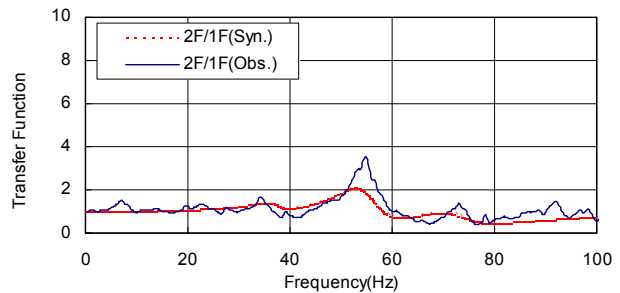
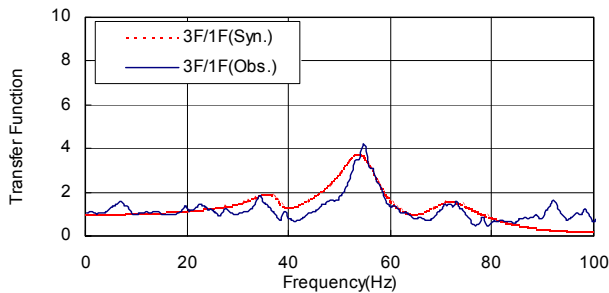
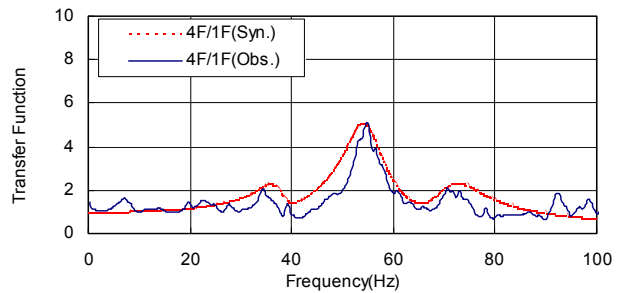
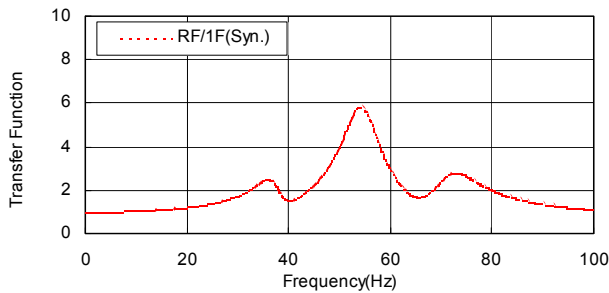


図-10 1F に対する各階の伝達関数(解析と実測との比較)

るが PP6/PP2 はほとんどピークが見られない。すなわち PP6 と PP2 がほぼ同様の振幅で振動していることを意味している。これは PP2 付近のスラブは北側に大きな開口部が存在し、スラブ端の拘束効果を受けていないためと考えられる。一方、PP4 は3辺がほとんど壁に覆われているため端部の拘束効果の影響で PP4 の振動が制限されており、このような状況が発生したものと思われる。また 55Hz 付近ではスペクトルに凹部が見られる。すなわち、PP6 が PP2,PP4 より小さな振幅になっている。これはスラブ A の2次モードが卓越しており、PP6 付近がモードの節となっているためと考えられる。

4. 質点系モデルによる測定結果の検証

上部構造の振動伝搬性状は、建物を適切な質点系モデルに置換することにより解析的に評価することが可能である^{1),2)}。ここでは質点系モデルによる測定結果の検証を行う。解析モデルを図-8に示す。解析モデルは1F床を固定

とした質点系モデルである。モデル化に当たり図-1の点線範囲を解析対象とした。各階重量は点線で囲まれた範囲の各階のスラブおよび壁の体積に材料の密度(2.4t/m³)を乗じて算定し、各階剛性は点線で囲まれた範囲の壁(200mm厚)の材料数量をすべて算出し EA/h (E: ヤング率, A: 断面積, h: 階高)で評価した。ヤング率はコンクリートの評価式⁴⁾、鉄筋のヤング率比を10、設計基準強度に対する圧縮強度の比の平均値 1.31⁵⁾から算定した。スラブ A, B に対して図-9のような周辺支持、固定の各条件における1次固有振動数の平均値とした(表-1)。スラブ厚は 200mm である。減衰定数は一定減衰として h=0.07 とした。図-10に1Fに対する各階の伝達関数を実測結果と合わせて示す。RFはピックアップを設置していないため解析値のみを示す。これらの図からピーク振動数と振幅が比較的良好に一致していることが分かる。すなわち、55Hz 付近のピークは解析的にも建物の1次固有振動数であることが証明され、40Hz および 65Hz 付近のディップもスラブ A およびスラブ B の1次モードに対して生じたものと推定さ

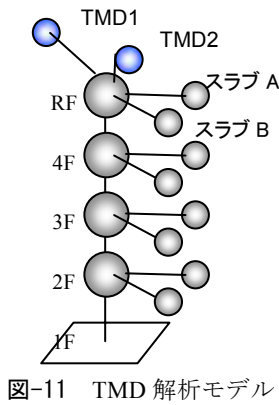


表-2 解析パラメータ

ケース名	基数	質量比	TMD 振動数
CASE1	1	0.01,0.02, 0.05,0.10	$f_{D1}=55\text{Hz}$
CASE2	2	同上 2 基合わせて 上記質量比	$f_{D1}=55\text{Hz}$, $f_{D2}=45\text{Hz}$ となるよう調整
CASE3	3	同上 3 基合わせて 上記質量比	$f_{D1}=55\text{Hz}$, $f_{D2}=45\text{Hz}$, $f_{D3}=35\text{Hz}$ となるよう調整

図-11 TMD 解析モデル

れる。壁式構造であっても上述した方法でモデル化を行えば建物挙動を適切に模擬できることが分かった。

5. 同調質量ダンパーによる振動低減効果

鉄道走行に伴う固体伝搬音低減の対策として、振動源の振動レベルを小さくする方法、基礎に対する入力を低減する方法などがある。本論の対象建物は、後者の基礎に対する入力の低減を目的として防振ゴムシートが敷かれている。一方、建物内における振動伝搬を低減する方法も固体音対策として考えられる。これまでの研究から上下動に対する建物振動特性はスラブなどの建物各部位の振動特性が影響を及ぼしていることが明らかとなった。ここでは、このような振動特性を応用した同調質量ダンパー（以下、TMD）による振動低減効果を解析により確認する。

(1) 解析モデル

図-11 に解析モデルを示す。建物モデルについては、4. で検討した 12 質点系の解析モデルとし、TMD は建物頂部に最大 3 個まで配置したモデルとした。解析方向は上下動のみとする。

解析パラメータは、TMD の基数、質量比および剛性である。ダンパーの基数を 1,2,3 としたものをそれぞれ CASE1, CASE2, CASE3 とする。複数設置した TMD の固有振動数 f_{Di} はそれぞれ異なるものとし、CASE1 では建物の 1 次固有振動数にほぼ同調するように $f_{D1}=55\text{Hz}$ とし、CASE2 では CASE1 と同様に $f_{D1}=55\text{Hz}$ の TMD と低振動数側に移動するものと考えられるピークを低減する目的で $f_{D2}=45\text{Hz}$ の TMD を設置したモデルとする。さらに CASE3 では同様の目的からさらに $f_{D3}=35\text{Hz}$ のダンパーを設置したモデルとする。質量比は建物全体の質量に対する TMD 総質量の比で表現し、4 個の質量比(0.01, 0.02, 0.05, 0.10)とする。減衰定数は建物のモデルと同様、すべてのモードに対して $h=0.07$ とする。表-2 にこれらのパラメータについて整理して示す。

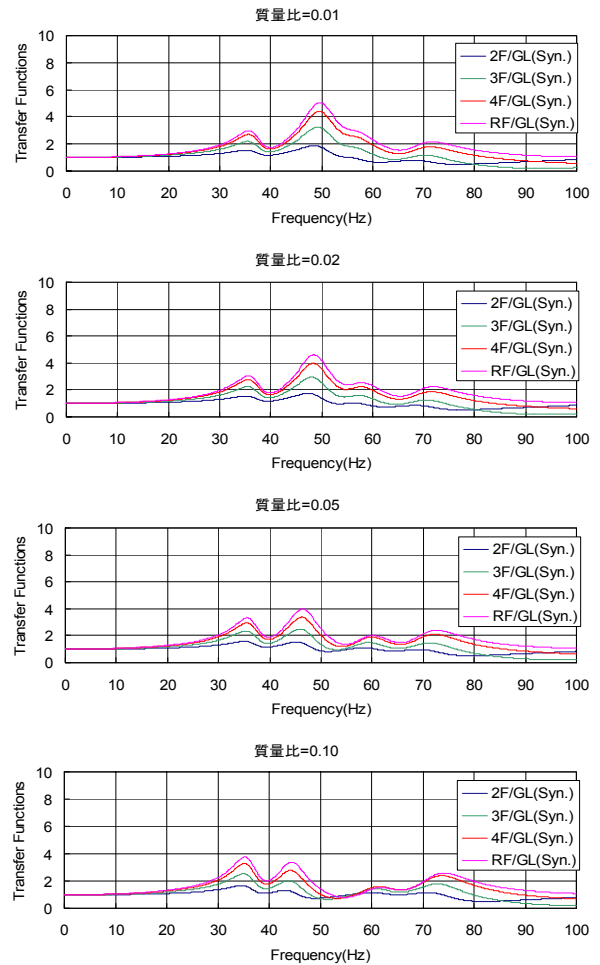


図-12 CASE1 による伝達関数

(2) 解析結果

図-12 に CASE1 の解析結果を示す。質量比を大きくすると伝達関数が低減する。また、質量比が 0.10 になると建物の 1 次固有振動数付近である 55Hz 付近の伝達関数が各階とも 1 程度となり、TMD を設置しないとき(図-10)と比べると、RF においては 6 倍程度低減される結果となった。また、質量比が大きくなるとピークが低振動数側と高振動数側に推移している様子が分かる。ただし、これらのピークの振幅はそれ程大きくない。図-13,14 に CASE2 および CASE3 の解析結果を示す。これらの解析ケースも CASE1 と同様の結果となっているが、CASE1 より CASE2 と CASE3 のほうが伝達関数の凹凸が低減されている。また、CASE2 と CASE3 とでは伝達関数の形に顕著な差は見られない。これは振動数の異なる複数の TMD が伝達関数のピークの出方を抑えているためである。ただし、55Hz 付近だけで評価するならば、CASE2, CASE3 よりも CASE1 のほうが低減効果が大きい。

これらのことより、TMD を設置することにより伝達関数を低減させることが理論上は可能であると考えられる。

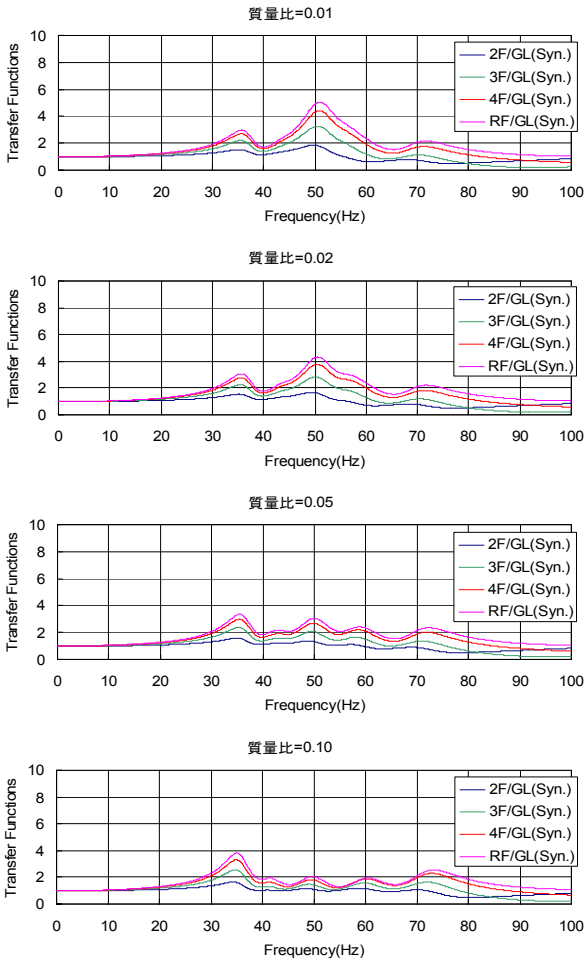


図-13 CASE2 による伝達関数

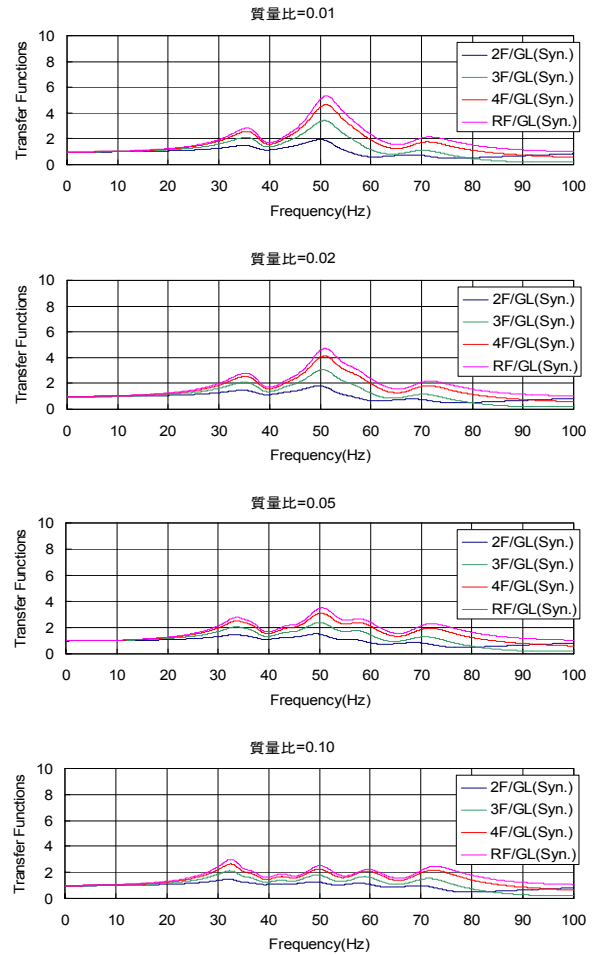


図-14 CASE3 による伝達関数

また、実際はスラブ等の存在により上下方向の伝達関数は複雑であるが、複数のTMDのチューニングを行うと広帯域で伝達関数を低減させることができると考えられる。さらに、TMDの質量比を大きくするとその効果は大きくなる。ただし、TMDの質量を大きくすると建物自重が大きくなるなど他の技術的課題が発生する。

6. まとめ

本研究では、地下鉄軌道直上に建つ壁式構造の建物の振動測定結果を報告するとともに、振動伝搬特性を推定するための解析的検討、およびTMDを利用した上下振動低減効果の解析的検討について示した。それらの結果について以下に示す。

- ①対象建物の1次固有振動数は55Hz程度であること、スラブ等の建物部位の影響により伝達関数が複雑になるが、適切な解析モデルによりその伝達関数を模擬できる。
- ②建物側の対策としてTMDを設置することにより、建

物上下振動が低減することが解析的に確認された。

謝辞: 本研究をまとめるに当たり、名古屋大学澤田義博教授、福井工業大学野路利幸教授から貴重なご意見を頂きました。また、建築技術部池原誠一氏、東京支店西関正明氏には測定に当たり多大なご協力を得ました。記してここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 山岸邦彰ほか: 鉄道軌道に近接する免震建物の振動伝搬特性, 三井住友建設技術研究所報告 Vol.2, 2004.
- 2) 山岸邦彰ほか: 地下鉄振動の地盤・建物内振動伝搬特性に関する研究, 三井住友建設技術研究所報告 Vol.3, 2005.
- 3) 山原浩: 環境保全のための防振設計, 彰国社, 1976.
- 4) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 丸善, 1999.
- 5) 坂巻健太ほか: 既存鉄筋コンクリート造建築物のコンクリート強度に関する研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, p.801-802, 2001.

圧送排水が排水立て管システムに与える影響に関する基礎的研究

Basic Study on the Influences of Pressured Drainage to Drainage Stack System

西尾 新一 SHIN-ICHI NISHIO
設備部 高橋 雅寿 MASATOSHI TAKAHASHI
同 塚本 幸助 KOUSUKE TSUKAMOTO
同 杉原 茂樹 SHIGEKI SUGIHARA

集合住宅において住戸内設備のフリーレイアウトに対する市場要求が高まっており、天井高さを確保しつつこの要求に応える手段として、緩勾配による重力式排水方式、圧送式や真空吸引式の機械排水方式の採用による住戸内床下フトコロ寸法の極小化が注目されている。

本報では、市販の圧力排水ポンプユニットによる圧送排水が排水立て管システム全体に及ぼす影響を実験により確認し、実験の範囲内において圧送排水が排水能力に及ぼす影響は小さく、実用上の問題が少ないことを確認した。本結果が、集合住宅において圧送排水方式を計画するうえでの一助となれば幸いである。

キーワード：排水システム、圧送排水、集合住宅、リニューアル

Adoption of pressured drainage system attracted attention in multiple dwelling houses. A series of experiments with a commercially available pump unit were carried out. In the tests, the influence of the pressured drainage on the entire drainage stack system was investigated. Tests results showed the little influence of the pressured drainage on the capacity of the drainage stack system, and to practical use of that system.

Key Words: Drainage System, Pressured Drainage, Residential Building, Renewal

1. はじめに

集合住宅におけるリニューアルや、事業用建物から集合住宅へのコンバージョン需要の増大、スケルトンインフィル型集合住宅（SI住宅）に関する認識の定着など、住戸内設備のフリーレイアウトに対する市場要求が高まっている。これらの要求に応えるにあたり、課題の一つとして住戸内床下フトコロ寸法の極小化が挙げられる。

この課題に対する有効な解決策として、SI住宅を中心とした重力式の緩勾配排水方式や、無勾配で排水可能なさまざまな種類の機械排水方式（真空吸引式や圧送式）が提案され、多くの実験的検討が進められているほか、それらの一部は市販化・実用化がなされている。

本研究は、機械排水方式のうち、市販の圧送排水ポンプユニット（以下、圧送ユニット）を設置した方式を中高層集合住宅にて部分適用する場合を想定し、排水システムの能力に及ぼす影響の把握、適用上の課題抽出、および課題解決方法の検討を目的とする。

本報では、集合住宅にて多用されている旋回型特殊継

手排水を用いた供試排水立て管システムにおいて、圧送排水がシステムの排水能力に及ぼす影響の把握を目的とした基礎的な実験結果について報告する。

2. 実験概要

(1) 実験目的

圧送ユニットを用いた機械排水方式の実験による評価事例はいくつか報告されているが、その多くは排水横枝管（住戸専用部配管）を想定した検討に留まっている。圧送ユニットを実際の集合住宅等において採用した場合には、同じ排水器具からの排水であっても排水特性（排水時間、平均排水量、瞬時最大排水量など）が重力排水の場合と異なるため、上下階の圧力変動や排水立て管システム全体の排水能力に及ぼす影響を把握しておくことが必要となる。

圧送ユニットが排水能力に及ぼす影響について、大塚ら¹⁾は、従来継手（JIS-LT継手）を用いた伸頂通気方式において上層階に圧送排水負荷を集中させた実験を実施



写真-1 排水実験タワー



写真-2 試験用トラップ

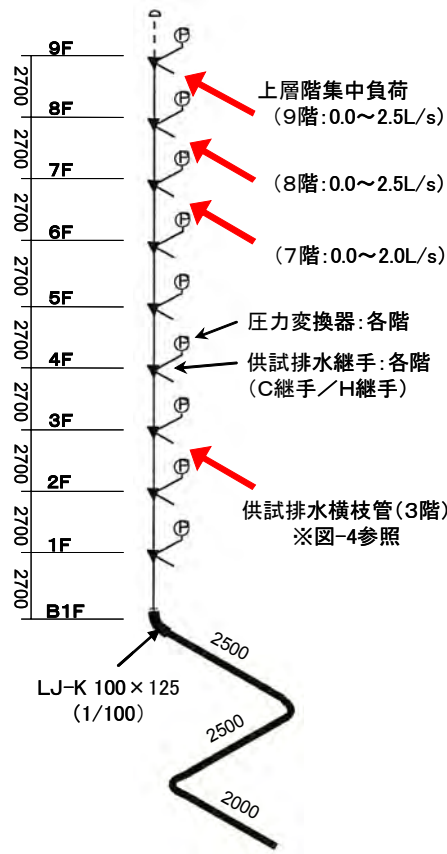


図-1 排水立て管システムの概要

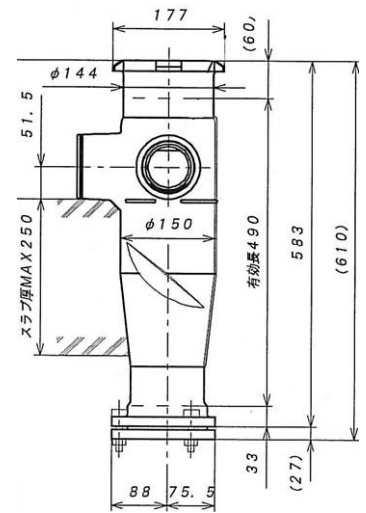


図-2-① 供試排水継手 (C継手)

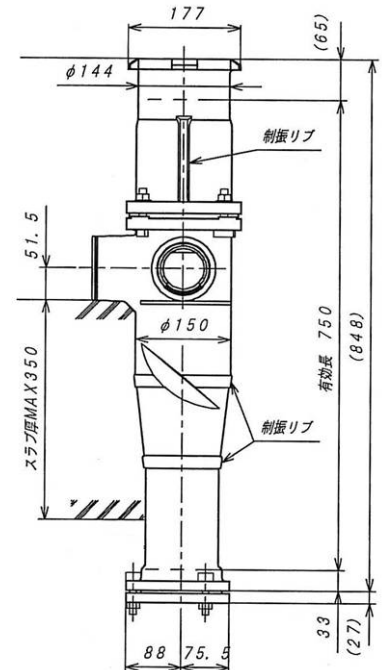


図-2-② 供試排水継手 (H継手)

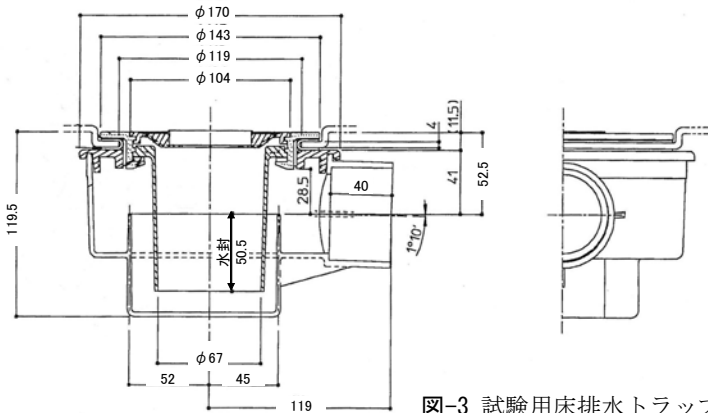


図-3 試験用床排水トラップ

している。本実験では、中高層の集合住宅にて実際に発生しやすい状況を想定し、上層階からの定流量負荷に対し、下層階で合流させる圧送排水が排水能力に及ぼす影響を把握することを目的としている点を特徴とする。

(2) 排水実験施設

実験は、K社排水実験タワーに設置した排水用特殊継手排水立て管システムにて実施した。供試排水用特殊継手は、中高層住宅用（以下、C継手）、および超高層住宅用（以下、H継手）の2種類にて実験を行った。実験用排水立て管システムの概要を図-1、外観を写真-1に示す。また、供試排水継手の仕様を図-2-①、②に示す。

(3) 測定項目および判定条件

空気調和・衛生工学会規格（SHASE-S 218-1999）²⁾に準拠し、各階（1階～9階）の排水横枝管に設置した小型圧力変換器により、排水立て管内圧力のシステム最小値（以下、 P_{smin} ）と最大値（以下、 P_{smax} ）を測定し排水能力の判定指標とした。なお、 P_{smin} と P_{smax} の判定条件はSHASE-S218に準拠し、 $\pm 400Pa$ 以内とした。また負荷階（3階）の排水横枝管に試験用床排水トラップ（封水深：50.5mm，流入脚断面積：35.2cm²，流出脚断面積：33.4cm²，脚面積比：0.94）を設置し、目視にて破封の有無，トラップ封水損失を確認した。試験用床排水トラップの仕様を図-3，外観を写真-2に示す。

(4) 供試圧送ユニットの仕様

本実験にて供試器具として用いた圧送ユニットの仕様を表-1、外観を写真-3に示す。同ユニットは、「汚水・雑排水兼用」と「雑排水専用」の2機種とし、いずれも流入した排水をタンクで受け、圧力検知器によりモーター直結の水ポンプを稼働させ排出する。吐出側の配管接続径は25Aであり、圧送排水時には満水状態にて排出される。汚水・雑排水兼用は、ポンプと同軸でモーターにより回転するカッターが設置されており、流入した汚物やトイレトーパーを破碎のうえ排水する機能を有しているが、今回はすべて清水（汚物等を含まない）にて実施した。なお、圧送ユニット本体の通気口は、その開放状態により排水性能が変化するが、本実験においてはすべて開放状態とした。

(5) 実験パターン

供試排水継手ごとの実験パターンを表-2に示す。表中の上層階集中負荷は定流量とし、SHASE-S 218-1999に準拠して最大7.0L/sまで順次合流させた。また、3階から合流させる下層階負荷を下記a)~e)の5種類、およびその組み合わせとした。ただし、e)はH継手のみ実施した。

- a) 重力排水：サイフォン型大便器，T社 CS80
- b) 圧送排水：汚水・雑排水兼用（上記大便器排水）
- c) 重力排水：定流量1.0L/s（浴槽排水想定）
- d) 圧送排水：雑排水専用（上記定流量負荷1.0L/s）
- e) 圧送排水：雑排水専用（洗濯洗剤排水0.75L/s）

重力排水時の供試排水横枝管の仕様を図-4-①、圧送排水時の仕様を図-4-②に示す。器具排水負荷は、市販の排水ヘッダ（KSI住宅対応品）を経由して排水用特殊継手に接続した。圧送ユニットの吐出口に接続した器具排水管（25A）は、住戸内床下配管を想定し、吐出位置から500mm立ち下げたのち水平曲がりを加え、排水ヘッダ近傍で径違いソケットにて50Aに拡張したのち、ヘッダに接続した。

表-1 圧送ユニットの仕様

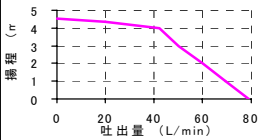
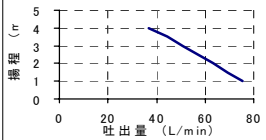
方式	汚水・雑排水兼用	雑排水専用
消費電力	350W(単100V)	700W(単100V)
本体重量	6.6 kg	7.3 kg
寸法(mm)	433×180×283H	373×185×263H
排水管接続径	75A(汚水)/40A(雑排水)	40A(雑排水)
吐出管接続径	20~25A(通気:20A)	20~25A(通気:20A)
最高排水温度	45℃	60℃
用途	便器・洗面器・手洗器	浴室・洗濯機・台所・洗面器
能力線図 (カタログより)		

表-2 実験パターン

実験No.	排水用特殊継手	上層階集中負荷				下層階合流負荷(3階)				合計負荷流量(L/s)		
		9F	8F	7F	負荷(L/s)	a)	b)	c)	d)		負荷(L/s)	
1-01	C継手 (100A×75A)	-	-	-	0.0	-	-	-	-	1.7	6.7	
1-02		-	-	-	1.0	-	○	-	-	1.3	6.3	
1-03		-	-	-	2.0	-	-	○	-	1.0	6.0	
1-04		2.5	2.5	-	5.0	-	-	-	○	1.0	6.0	
1-05		-	-	-	-	-	○	-	○	-	2.7	7.7
1-06		-	-	-	-	-	-	○	-	-	2.3	7.3
1-10		-	-	-	0.0	-	-	-	-	-	-	2.7
1-11		1.0	-	-	1.0	-	-	-	-	-	-	3.7
1-12		2.0	-	-	2.0	-	-	-	-	-	-	4.7
1-13		2.5	0.5	-	3.0	-	-	-	-	-	-	5.7
1-14		2.5	1.5	-	4.0	○	-	○	-	-	2.7	6.7
1-15		2.5	2.5	-	5.0	-	-	-	-	-	-	7.7
1-16		2.5	2.5	1.0	6.0	-	-	-	-	-	-	8.7
1-17		2.5	2.5	1.5	6.5	-	-	-	-	-	-	9.2
1-18		2.5	2.5	2.0	7.0	-	-	-	-	-	-	9.7
1-22		2.0	-	-	2.0	-	-	-	-	-	-	4.3
1-23		2.5	0.5	-	3.0	-	-	-	-	-	-	5.3
1-24		2.5	1.5	-	4.0	-	-	-	-	-	-	6.3
1-25	2.5	2.5	-	5.0	-	○	-	○	-	2.3	7.3	
1-26	2.5	2.5	1.0	6.0	-	-	-	-	-	-	8.3	
1-27	2.5	2.5	1.5	6.5	-	-	-	-	-	-	8.8	
1-28	2.5	2.5	2.0	7.0	-	-	-	-	-	-	9.3	
2-01	H継手 (100A×75A)	-	-	-	0.0	-	-	-	-	1.7	6.7	
2-02		1.0	-	-	1.0	-	○	-	-	1.3	6.3	
2-03		2.0	-	-	2.0	-	-	○	-	1.0	6.0	
2-04		2.5	0.5	-	3.0	-	-	-	○	1.0	6.0	
2-05		-	-	-	-	-	○	-	○	-	2.7	7.7
2-06		-	-	-	-	-	-	○	-	-	2.3	7.3
2-10		-	-	-	0.0	-	-	-	-	-	-	2.7
2-11		1.0	-	-	1.0	-	-	-	-	-	-	3.7
2-12		2.0	-	-	2.0	-	-	-	-	-	-	4.7
2-13		2.5	0.5	-	3.0	○	-	○	-	-	2.7	5.7
2-14		2.5	1.5	-	4.0	-	-	-	-	-	-	6.7
2-15		2.5	2.5	-	5.0	-	-	-	-	-	-	7.7
2-20		-	-	-	0.0	-	-	-	-	-	-	2.3
2-21		1.0	-	-	1.0	-	-	-	-	-	-	3.3
2-22		2.0	-	-	2.0	-	-	-	-	-	-	4.3
2-23		2.5	0.5	-	3.0	-	○	-	○	-	2.3	5.3
2-24		2.5	1.5	-	4.0	-	-	-	-	-	-	6.3
2-25		2.5	2.5	-	5.0	-	-	-	-	-	-	7.3
2-30	2.5	2.5	-	5.0	-	-	-	-	e)	0.75	5.75	

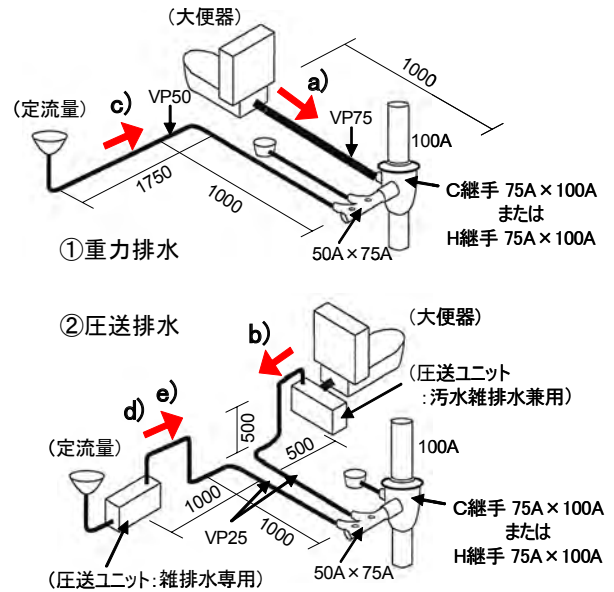


図-4 3階 供試排水横枝管の仕様

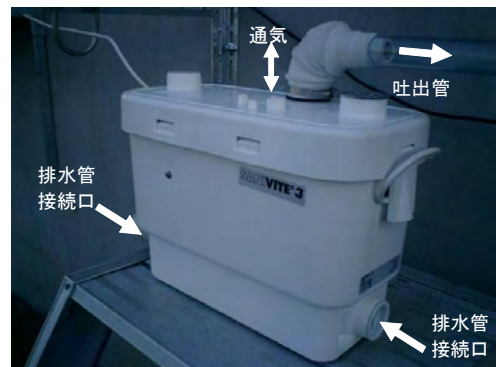


写真-3 圧送ユニット外観（雑排水専用）

3. 実験結果および考察

(1) 予備実験結果

圧送ユニットから吐出された排水による排水立て管システムへの影響確認に先立ち、予備実験として、圧送ユニットから吐出される排水性状の目視確認、および器具排水特性値の測定を実施した。

a) 排水状況の目視確認試験

試験装置は、圧送ユニット（雑排水専用）の吐出口に透明塩ビ製の器具排水管 25A（L=1.0m）を接続し、径違いソケットにて 50A に拡張ののち、透明塩ビ製の排水継手（DT100A × 50A）に接続した。

目視試験では、器具排水管を高流速かつ満水状態で流れる圧送排水が排水継手の対向壁面に激しく衝突し、排水立て管断面を閉塞する可能性があること、および圧送ユニットの発停による排水流量の脈動が大きいことを確認した。これにより、圧送排水の合流が排水能力の判定指標となる管内圧力変動に及ぼす影響が懸念された。

b) 圧送ユニットの器具排水特性

器具排水特性値は、供試大便器単体排水による「重力排水」、および圧送ユニット（汚水・雑排水兼用）を用いた「圧送排水」について測定した。測定方法は、空気調和・衛生工学会より報告されている器具排水特性の測定方法案³⁾に準じ、器具排水管長さ（L）1.0mにおける器具排水量、排水所要時間、排水時間、修正器具平均排水量（ qd' ）、瞬時最大排水量（ q_{max} ）を求めた。排水流量は、超音波水位センサを用いて器具排水管端部の排水マスにて測定した水位を換算した。

それぞれのケースにおける器具排水特性を表-3に、排水流量の経時変動を図-5に示す。圧送排水時は、1回の大便器洗浄に対し数回の圧送ユニットの発停があるため排水時間が大便器単体よりも長くなり、 qd' 、 q_{max} とも重力排水と比較して排水負荷が低減する傾向にあることがわかった。

(2) 圧送排水が排水立て管内圧力に及ぼす影響

図-6は、上層階からの定流量排水負荷（5.0L/s）に対して、3階から同一器具を用いた排水を重力排水、または圧送排水で負荷を与えた場合の排水システム最小圧力（以下、 P_{smin} ）と最大圧力（以下、 P_{smax} ）を比較したものである。また図-7は、上層階からの定流量負荷を 0.0L/s から最大 7.0L/s に変化させ、3階から大便器排水と定流量負荷（1.0L/s）を重力排水で負荷した場合と、圧送排水で負荷した場合において、合計負荷流量（3階負荷+上層階からの負荷）と P_{smin} 、 P_{smax} の関係を示したもので、図-8は同じ条件下における3階のトラップ封



写真-4 目視確認試験

表-3 器具排水特性の比較

排水方式	重力排水	圧送排水
形式	大便器単体 (給水なし)	圧送ユニット (汚水・雑排水兼用)
器具排水量 (W)	8.3L	8.3L
排水所要時間 (T)	15s	18s
排水時間 (td)	3.0s	3.7s
修正器具平均排水量 (qd')	1.66L/s (L=1.0m)※	1.34L/s (L=1.0m)※
瞬時最大排水量 (q_{max})	2.00L/s	1.65L/s

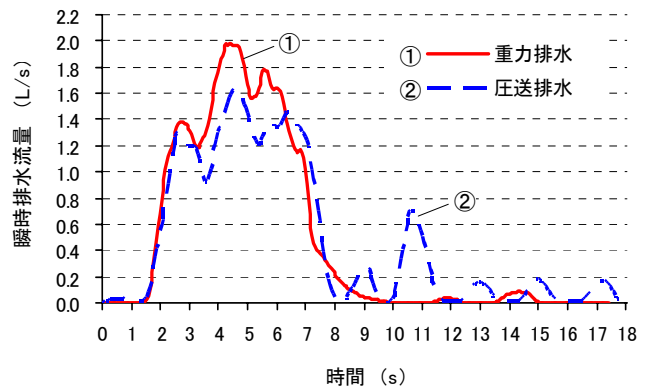


図-5 排水流量の経時変動

水損失を比較したものである。

実験結果では、C継手、H継手ともに重力排水に対して圧送排水の P_{smin} 、 P_{smax} が若干大きくなる傾向にある。ただし、管内圧力の判定条件（± 400Pa）を満足する合計負荷流量においては、3階における合流条件が重力排水であっても圧送排水であっても、その差は±50Pa程度に納まっていること、また継手による差異が小さいことを確認した。なお、3階におけるトラップ封水損失も、重力排水に対して圧送排水のほうが若干大きくなる傾向にあるが、その差は最大 5mm 程度であった。

本実験の範囲内においては、圧送排水が排水立て管内

圧力に及ぼす影響は、排水システムの上層階からの定流量負荷の大小、すなわち合計負荷流量が支配的であったといえる。本実験の結果は供試排水システム特有の性状を示すものではあるが、中高層集合住宅にて当該排水ユニットを部分適用する場合には、特殊継手排水システムが本来有する排水能力の範囲内であれば、実用上の問題は少ないと推察する。なお、予備実験（排水状況の目視確認試）により、圧送ユニットの発停による排水流量の脈動や、高流速かつ満水状態の圧送排水が排水システムに合流することによる排水能力への影響が懸念されたが、本供試器具の場合、圧送排水により q_d' や q_{max} が重力排水と比較して増加していないこと、圧送排水の合流する影響が、排水横枝管の水平曲がりや排水ヘッダにより緩和されていることが推察される。

(3) 洗剤泡排水による影響

図-9は、上層階からの排水負荷（定流量 5.0L/s）に対し、下層階（3階）排水負荷として洗剤泡排水（定流量 0.75L/s）の圧送排水を排水システムに合流した場合と、清水（定流量 1.0L/s）の圧送排水を合流した場合の各階管内圧力（最大値・最小値）を比較したものである。なお泡排水は、受水容器に標準使用量の洗濯用液体洗剤を投入し、十分に攪拌したものとした。

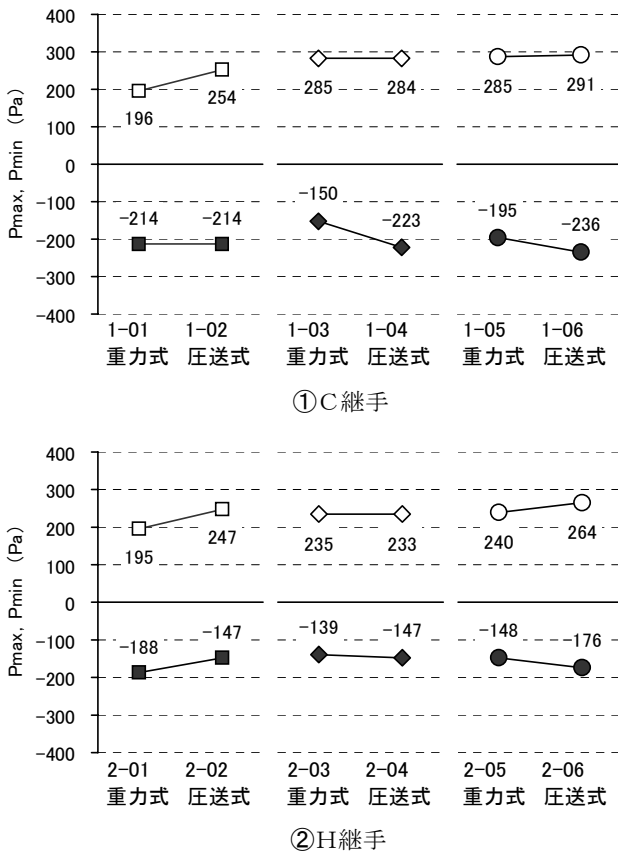


図-6 排水方式による Pmin, Pmax の比較

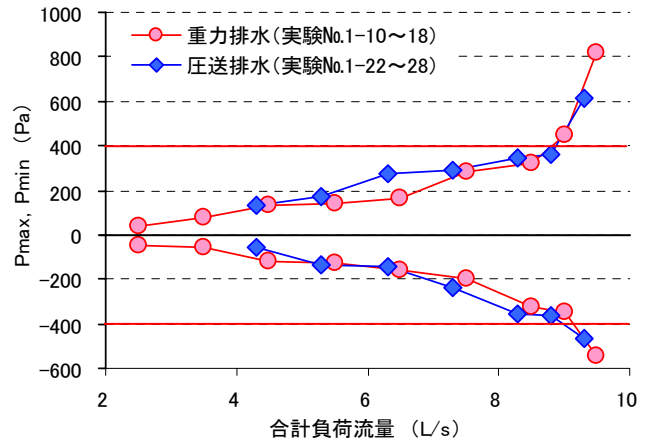


図-7 合計負荷流量と Pmin, Pmax の関係

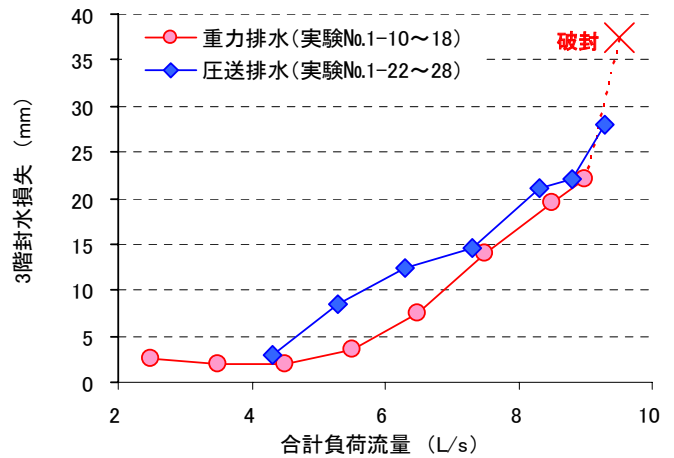
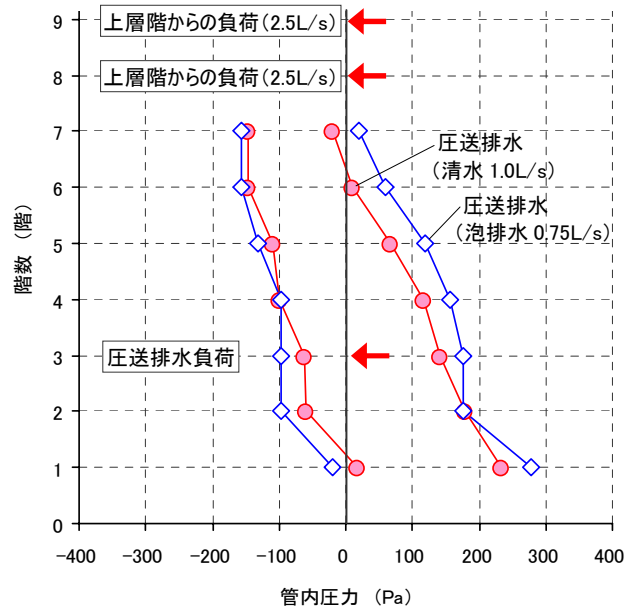


図-8 合計負荷流量とトラップ封水損失の関係



注) 洗濯用液体洗剤の仕様

標準使用量：30L に対し 20mL
 気泡力：平均 102.3mm (3回の平均値)
 安定度：平均 38.0mm (同上)
 主成分：界面活性剤 (44%、ホリオキシエチレンアルキルエーテル)、安定化剤、分散剤、アルカリ剤、pH調整剤、酵素

図-9 圧送排水時の泡排水の有無による圧力分布の比較 (H継手)

実験結果より、泡排水合流時の各階管内圧力は、清水時と比較して20~40Pa程度絶対値が大きくなる傾向が見られた。これは、圧送ポンプによる攪拌により、排水の泡立ちが促進されたことが原因と推察する。本実験の範囲内においては、管内圧力の判定条件である±400Pa以内を満足するが、泡排水への圧送排水の採用には注意を要する。

4. おわりに

圧送排水方式は、リニューアルやコンバージョンのほか、高齢化社会に向けた水まわりへの要求への対応など、更なる展開が見込める技術である。

本報では、既存の集合住宅における旋回型特殊継手排水システムに、圧送ユニットを利用した圧送排水を合流したケースを想定し、その一例として上層よりの定流量負荷に対し下層階にて圧送排水が合流した場合の排水特性を把握し、排水能力の判定指標となる管内圧力変動を実験により確認することで下記の知見を得た。

- ・SHASE-S218-1999による試験判定条件を満足しうる排水能力は、3階における供試器具(図-4)、および合流負荷(表-2)程度の条件では、上層階からの定流量負荷による影響が支配的である。
- ・特殊継手排水システムが本来有する排水能力の範囲内であれば圧送ユニットの増設は可能といえるが、洗剤泡排水を接続する場合には注意が必要である。

また、今後の課題としては以下の点が挙げられる。

- ・排水横主管の形状や排水継手への接続方法が変化した場合における排水能力への影響の把握
- ・複数の下層階にて、圧送排水方式が同時採用された場合における排水能力への影響の把握
- ・洗剤泡排水による排水性能への影響の定量化、および影響を緩和する手段の検討と検証
- ・停電時や圧送ユニット故障時の対策、圧送ユニット本体通気管の配管方法など実務上の課題解決

謝辞：本研究にあたっては、関東学院大学の大塚雅之教授より懇切なるご指導、ご協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。また実験、解析作業にあたりご協力を頂いた(株)小島製作所の小島誠造氏、河村憲彦氏に厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 大塚雅之, 南裕介, 繁田和弘: 強制排水が排水立て管システム能力へ及ぼす影響把握のための基礎研究, 日本建築学会技術報告集, No.20, 2004.12
- 2) 空気調和・衛生工学会規格 SHASE-S 218-1999: 集合住宅の排水立て管システムの排水能力試験法
- 3) 渋谷巧, 野田昇作: 器具排水特性の測定法と最近の衛生器具データの傾向, 空気調和・衛生工学会シンポジウム「排水システム設計の新たな展開に向けて」テキスト, 2003.11
- 4) 大塚雅之ほか: SI住宅排水横枝管システムの性能評価と設計法に関する研究, 第2報: 配管長さ変化に伴うqd値の低下特性と排水立て管負荷影響, 空気調和・衛生工学会論文集, No.90, 2000.07
- 5) 大塚雅之ほか: 集合住宅排水システムの排水負荷推定法に関する調査研究, (その1) 9階建て構想住宅での排水負荷流量把握, 日本建築学会計画系論文集, No.536, 2000.10
- 6) 空気調和・衛生工学会規格 SHASE-S 206-2000: 給排水衛生設備基準・同解説

層風力分割数が弾塑性風応答解析に及ぼす影響について

Effects of Division Number of Layer Wind Forces on Elasto-plastic Response Analysis

作田 美知子 MICHIKO SAKUTA

野田 博 HIROSHI NODA

平田 裕一 YUICHI HIRATA

風圧実験から得られる層風力を用いて超高層建物の弾塑性応答解析を行う場合、風圧実験により4~6層ごとに層風力を測定し、その間の層は同じ層風力を用いて応答解析を行う。このとき、層風力の分割数が結果に影響することが予測される。本研究では、分割数が弾塑性風応答解析結果に及ぼす影響について検討し、以下の結果を得た。分割数が少なくなるに従い、層間変位や累積塑性変形倍率は大きく見積もられる。このとき、分割数の影響は層間変位よりも、累積塑性変形倍率のほうが大きい。

キーワード：層風力、弾塑性応答、分割数、層間変位、累積塑性変形倍率

This paper describes the effects of the division number of layer wind forces on elasto-plastic response analysis results, in particular taking notice of story drift and cumulative plastic deformation ratio. As a result, each response increases as the division number decreases, and the cumulative plastic deformation ratio is affected considerably more than the story drift by the division number.

Key Words: Layer Wind Forces, Elasto-plastic Response, Division Number, Story Drift, Cumulative Plastic Deformation Ratio

1. はじめに

弾塑性履歴ダンパーを有する超高層建物の風応答解析には各層に作用する層風力の時刻歴が必要となる。風圧実験により層風力を測定する場合、風圧計個数の都合上、全層の風力を測定することは極めて困難である。そこで、4~6層ごとに層風力を測定し、その間の層は同じ層風力を用いて応答解析を行う¹⁾。このとき、層風力を測定する層数(以下、層分割数という)の粗密が応答結果に影響することが予測される。層分割数が線形応答解析に与える影響は大熊ほか²⁾により検討されているが、弾塑性応答解析に与える影響についての検討は見られない。

本研究では、層分割数が弾塑性風応答解析結果、特に層間変形や累積塑性変形倍率の応答値に及ぼす影響について検討した。また、応答値は複数の層風力によるアンサンブル平均で評価するものとし、層風力のサンプル数による応答値のばらつきについても検討した。

2. 解析モデル

解析対象建物は、各層に弾塑性履歴ダンパーを配置し

たRC造30階の集合住宅である。建物形状は幅 $B=30\text{m}$ 、奥行き $D=30\text{m}$ 、高さ $H=96\text{m}$ とし、層重量 w を 10.78 kN/m^2 とした。

振動モデルは、30質点の等価せん断モデルとした。主架構の剛性は、 A_i 分布から定まる層せん断力分布に比例する分布形状を仮定し、主架構のみの周期 T が $0.025H$ ($=2.4$)秒になるように設定した。主架構の耐力は構造特性係数 D_s を 0.35 として設定しており、第1折れ点、第2折れ点の層間変形角 R をそれぞれ $1/800, 1/150$ とした。履歴モデルは、武田モデルを用いる。

ダンパーの剛性は主架構に対する剛性比 α を 0.4 とし、降伏耐力は全耐力に占める割合 β を 0.05 と設定した。復元力特性は、降伏耐力の 1.5 倍を上限とする耐力上昇型のトリリニアモデルである。主架構ならびにダンパーのスケルトンカーブを図-1に示す。なお、主架構の曲げ変形量とダンパー取り付け部変形量の影響を、ダンパーの剛性を低減することで設定した。このとき、この二つの変形量の和は層間変形量に占める割合を最上層で 0.8 、最下層で 0 となる線形分布で仮定している。

主架構の減衰は内部粘性型とし、減衰定数 h_1 は 3% である。ダンパーの内部減衰は無視している。

風外力は各質点にそれぞれを与え、平均成分と変動成分を有する風方向振動と変動成分のみを有する風直角方向振動の2通りについてそれぞれ別々に計算した。

3. 風外力

応答解析に用いる各層の層風力はNoda and Nakayama³⁾の手法を用いて、30層の層風力を同時に人工的に発生させた。層風力を発生させる際に用いる各層のパワースペクトル密度 $S_{fi}(n)$ は野田ら⁴⁾の方法を準用し、式(1)により求めた。層風力のパワースペクトル密度を図-2に示す。

$$S_{fi}(n) = (C_f' \times q_H \times \Delta h \times B)^2 \times (S_0(n) / \sigma_0^2) \quad (1)$$

式(1)の風方向、風直角方向の基準レベルの単位高さ当たりのパワースペクトル密度 $S_{D0}(n), S_{L0}(n)$ は、式(4)～式(7)を用いてそれぞれ式(2), 式(3)により求めた。

$$S_{D0}(n) = S_u(n) \times |X_H(n)|^2 \quad (2)$$

$$S_{L0}(n) = S_F(n) / |X_V(n)|^2 \quad (3)$$

$$S_u(n) = \frac{4 \cdot \sigma^2 (L_x / U_0)}{\{1 + 70.8(nL_x / U_0)^2\}^{5/6}} \quad (4)$$

$$\frac{nS_F(n)}{\sigma^2} = \sum \frac{4k(1+0.6)\beta}{\pi} \cdot \frac{(n/n_s)^2}{\{1 - (n/n_s)^2\}^2 + 4\beta^2(n/n_s)^2} \quad (5)$$

$$|X_H(n)|^2 = \int_0^B \int_0^B \exp(-n \times 8 \times |y_1 - y_2| / U_0) dy_1 dy_2 \quad (6)$$

$$|X_V(n)|^2 = \int_0^H \int_0^H \exp(-n \times 8 \times |z_1 - z_2| / U_0) \quad (7)$$

$$\times \sqrt{S_u(z_1, n) \cdot S_u(z_2, n) / S_u(H_0, n)^2} dz_1 dz_2$$

ここで、 n ; 周波数、 $S_{fi}(n)$; 各層の変動層風力のパワースペクトル密度、 C_f' ; 変動層風力係数、 q_H ; 速度圧、 Δh ; 階高、 H ; 高さ、 B ; 幅、 $S_0(n)$; 基準レベルの単位高さ当たりのパワースペクトル密度、 $S_u(n)$; カルマン型パワースペクトル密度、 $S_F(n)$; 風直角方向の一般化風力係数のパワースペクトル密度、 $|X_H(n)|^2, |X_V(n)|^2$; 空力アドミッタンス、 H_0 ; 基準レベル (=2/3H)、 U_0 ; 基準レベルでの風速、 L_x ; 乱れのスケール、 n_s ; 固有振動数、 k, β ; それぞれ建築物荷重指針・同解説⁵⁾による値とする。

平均層風力係数、変動層風力係数はともに高さ方向で

一定とし、それぞれ風方向で $C_f=1.0, C_f'=0.3$ 、風直角方向で $C_f=0.0, C_f'=0.3$ とした。

建物頂部での風速は、建設地を粗度区分II相当、レベル2と想定して $U_H=56.2\text{m/s}$ とした。層風力は継続時間を800秒として、10サンプル発生させ、応答値は最初の200秒を除いた600秒の結果をアンサンブル平均した値を用いた。

弾性応答時の最大せん断力 Q_e を図-3に示す。このとき、風外力は各層で異なる層風力を与えた。図中には、各層のダンパー降伏時せん断力 Q_y を併せて示す。設定した層風力は、風方向、風直角方向とも下10層程度でダンパーの降伏耐力を上回る。

4. 検討ケース

検討ケースは、表-1に示すように発生させた30層分の異なる層風力を各層に与えた場合(ケース1)と30層分の層風力から3,5,10層ごとに1つの層風力を取り出し、それを代表層風力として3,5,10層すべてに同じ層風力を与えた場合(ケース2,3,4)の4ケースとし、層分割数によ

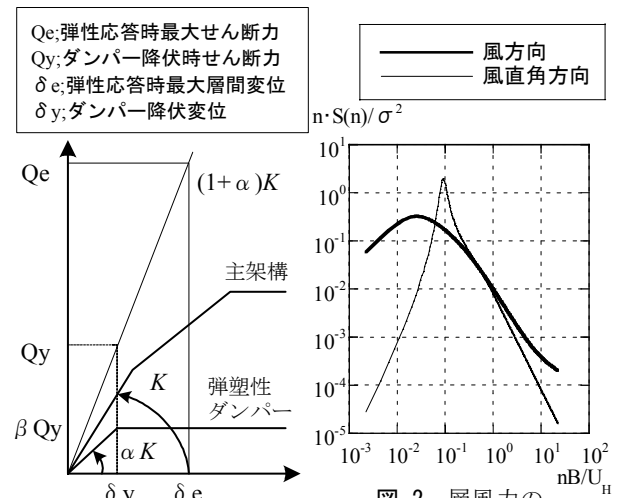


図-2 層風力のパワースペクトル密度

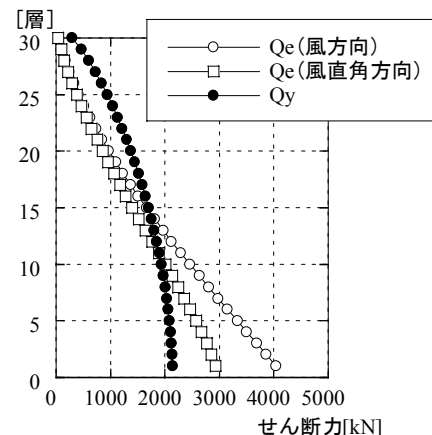


図-3 弾性応答時最大せん断力

る影響を検討した。ケース2の層風力の入力方法例を図-4に示す。

5. 解析結果ならびに考察

(1) ダンパーの変位とせん断力の関係

ケース1における最下層のダンパーの変位とせん断力の関係の一例を図-5に示す。風方向では、平均風力が正側であること、および Q_e に対する Q_y の比が大きいことから⁶⁾、ほぼ正側の塑性変形量の累積となる。風直角方向においては平均風力がゼロであるため、正負両側で塑性変形量が累積している。

(2) 最大層間変位ならびに最大加速度

各層の最大層間変位を図-6に示す。図中には、ダンパーの降伏変位を付記する。最大層間変位は各ケースとも同様の分布形状となり、層分割数による分布形状の差は小さい。層分割数が少なくなるに従い、最大層間変位は大きくなるが、ケース1とケース2の差は小さい。最下

表-1 検討ケース

検討ケース	風外力
ケース1 (層分割数30)	全層異なる層風力を用いる (例;30層→30層の層風力,29層→29層の層風力)
ケース2 (層分割数10)	3層ごとに同じ層風力を用いる (例;30,29,28層→30層の層風力)
ケース3 (層分割数6)	5層ごとに同じ層風力を用いる (例;30,29,28,27,26層→30層の層風力)
ケース4 (層分割数3)	10層ごとに同じ層風力を用いる (例;30,29,28,27,26,25,24,23,22,21層 →30層の層風力)



図-4 層風力の入力方法例

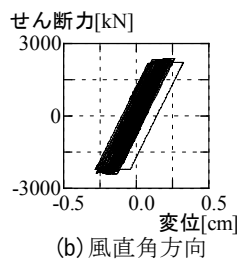
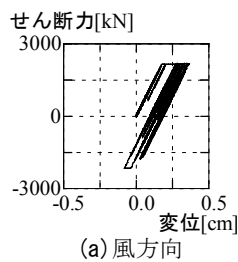


図-5 ダンパーの変位-せん断力の関係

層におけるケース1と他のケースとの差は、風方向ではそれぞれ約0.1%,4%,10%、風直角方向は約1%,6%,17%になっており、風直角方向の方が層分割数による影響が大きい。

各層の最大加速度を図-7に示す。最大加速度は最大層間変位と同様に、層分割数が少なくなるに従い大きくなる。最上層におけるケース1と他のケースとの差は、風方向ではそれぞれ約1%,10%,28%、風直角方向は約0.5%,7%,18%となっており、風方向の方が層分割数による影響は大きい。

(3) 塑性率ならびに累積塑性変形倍率

各層の塑性率を図-8に、各層の累積塑性変形倍率を図-9に示す。塑性率と累積塑性変形倍率はそれぞれ式(8)、式(9)により定義する。

$$\mu = \delta_{max} / \delta_y \quad (8)$$

$$\eta = \sum \delta_p / \delta_y \quad (9)$$

ここで、 μ ; 塑性率, η ; 累積塑性変形倍率, δ_{max} ;

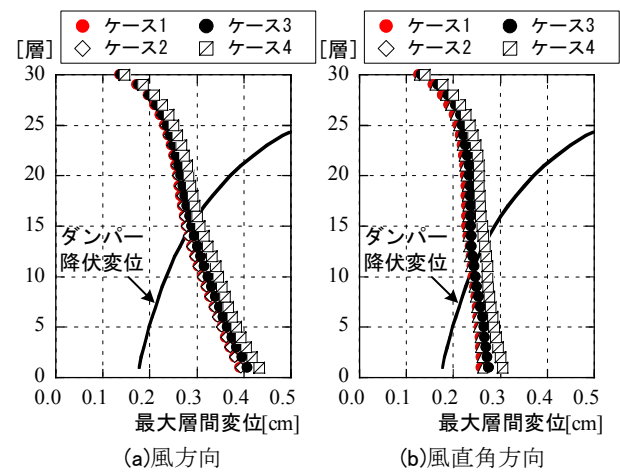


図-6 各層の最大層間変位

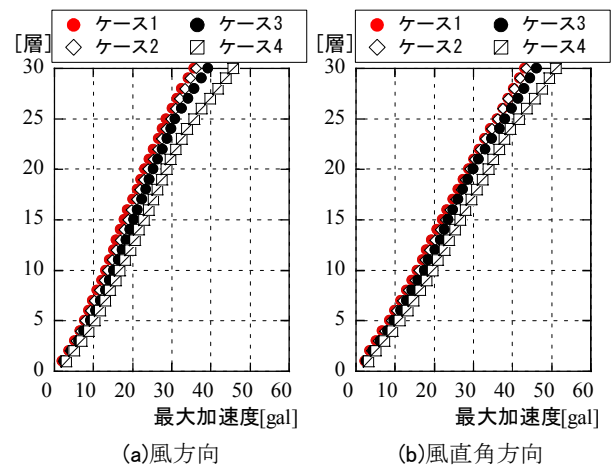


図-7 各層の最大加速度

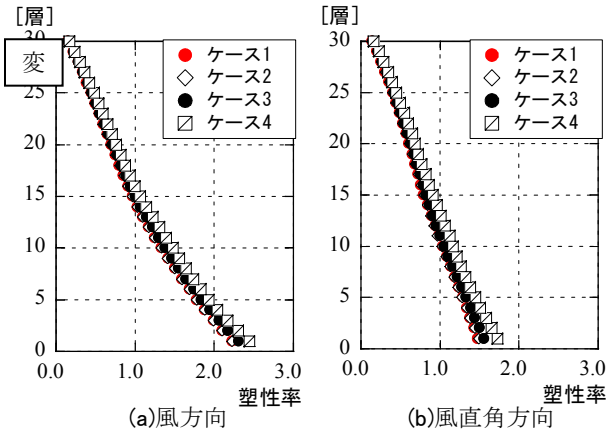


図-8 各層の塑性率

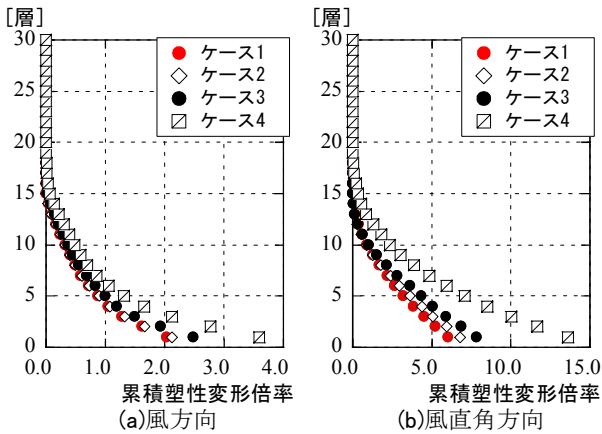


図-9 各層の累積塑性変形倍率

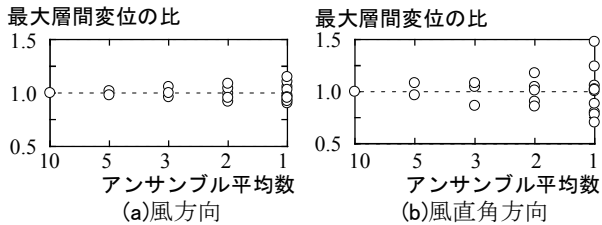


図-10 アンサンブル平均数による最大層間変位のばらつき

最大層間変位, δ_y ; ダンパー降伏変位, δ_p ; 塑性形量とする。

図-8より、塑性率の層分割による影響は最大層間変位と同様の傾向を示す。図-9より、累積塑性変形倍率も風方向、風直角方向とも層分割数が少なくなるに従い、大きくなる。最下層における値では、ケース1とケース2、ケース3との値の差は、風方向でそれぞれ約5%、20%、風直角方向で約10%、30%である。ケース4は風方向、風直角方向ともケース1の2倍程度の値となる。層分割数による影響は、層間変位より累積塑性変形倍率の方が大きい。これは、層間変位の差が積み重なり、累積塑性変形倍率の差となるためである。

ここで、本検討での差は評価時間600秒の差であり、

風揺れによるダンパーの疲労損傷の検討時に台風の通過などにより継続的に強風が吹くことを想定すると、累積塑性変形倍率の差は時間の経過とともに積み重なり、さらに大きくなると考えられる。

(4) アンサンブル平均によるばらつき

アンサンブル平均を採るサンプル数(以下、アンサンブル平均数という)の違いによる応答値のばらつきを検討した。ケース1における各アンサンブル平均数での最下層の最大層間変位を図-10に示す。図の最大層間変位はアンサンブル平均数10つの値を基準値とした比で表す。アンサンブル平均数5つでは、基準値との差は風方向で最大2%、風直角方向で最大8%、アンサンブル平均数3つではそれぞれ5%、14%である。最大層間変位のアンサンブル平均数の差を10%以下とするためには、アンサンブル平均数を5つ以上とる必要がある。

6. おわりに

弾塑性応答解析における層分割数による応答値への影響を検討した。層分割数が少なくなるに従い、応答値を大きく見積もる傾向がある。このとき、層分割数による影響は層間変位よりも、累積塑性変形倍率の方が大きい。また、アンサンブル平均数による応答値のばらつきについても検討し、アンサンブル平均数5つ以上では、最大層間変位の差は10%以下となることがわかった。

参考文献

- 1)野田, 小林: 高さ方向に平面形状が異なる超高層建物の層風力評価と時刻歴弾塑性応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B1 構造 I, pp.147-150, 2002
- 2)大熊ほか: 動的天秤データを利用した高層建物の時刻歴応答解析 その2 層分割の仕様, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B1 構造 I, pp.65-66, 1992
- 3)H.Noda, A.Nakayama: Reproducibility of flow past two-dimensional rectangular cylinder in a homogeneous turbulent flow by LES, J. of Wind Eng. and Ind. Aero. 91, pp.265-278, 2003
- 4)野田, 長谷川: 超高層建物の多質点系時刻歴変動風力の作成に関する研究, 日本風工学会誌第55号, pp.39-40, 1993
- 5)日本建築学会編: 建築物荷重指針・同解説, 1993
- 6)辻田ほか: 弾塑性構造物の風応答性状ならびにその予測に関する研究 その2 風方向振動の場合, 日本建築学会構造系論文集第485号, pp.25-34, 1996

／ 社外発表論文一覧

社外発表論文一覧【土木】

平成17年度 (2005/04/01～2006/03/31)

No.	題 名	執筆者名	所 属	発表誌名	発表(講演)年月日
1	青雲橋の設計と施工-吊構造を利用した架設工法による単径間PC複合トラス構造-	乗常晃男	徳島県山城町	橋梁と基礎	2005/4/1
		斎藤謙一	当社		
		桑野昌晴	当社		
		石原光浩	当社		
		山崎和彦	エイトコンサルタント		
2	混入率が異なるビニロン短繊維混入RC梁の重錘落下衝撃実験	栗橋祐介	北海道開発土木研	北海道開発土木研究所月報	2005/4/10
		田口史雄	北海道開発土木研		
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
3	押し出し性地山を克服するための戦略メニューの提案	高橋浩	当社	トンネルと地下	2005/5/1
		進士正人	山口大		
		中川浩二	臨床トンネル工学研		
4	ベントナイト混合土のスメクタイト定量について-近赤外分光法とメチレンブルー吸着法による検討	河原木千恵	北大	環境地盤工学シンポジウム発表論文集	2005/5/19
		中嶋勇介	北大		
		米田哲朗	北大		
		岡田朋子	ホーゲン		
		水野克己	ホーゲン		
		戸村豪治	当社		
		中田雅夫	当社		
5	現地発生土を使用したベントナイト混合土の配合設計と実施例	永友大彰	宇都宮大	環境地盤工学シンポジウム発表論文集	2005/5/19
		今泉繁良	宇都宮大		
		土居洋一	当社		
		中田雅夫	当社		
		戸村豪治	当社		
6	ジオアート～不思議な巨大岩「津波石」～	山口晴幸	防衛大	環境地盤工学シンポジウム発表論文集	2005/5/19
		黒島一郎	当社		
7	ベントナイト混合土の品質保証技術に関する研究	戸村豪治	当社	環境地盤工学シンポジウム発表論文集	2005/5/19
		中田雅夫	当社		
		黒島一郎	当社		
		岡田朋子	ホーゲン		
8	大偏心外ケーブルPC橋の構造特性に関する研究	梅津健司	当社	土木学会論文集	2005/5/20
		坂井逸朗	当社		
		新井英雄	当社		
		藤田学	当社		
		山崎淳	日本大		
9	リップ・ストラット付き波形鋼板ウェブPC箱桁橋の設計と施工-第二東名高速道路 桂島高架橋-	青木圭一	道路公団	プレストレストコンクリート	2005/5/31
		和田宣史	道路公団		
		桜沢宏	当社		
		諸橋明	当社		
10	最新の土壌浄化技術と機械施工 防臭・防爆掘削工法=臭気性および爆発性物質より汚染された土壌に対応する工法=	松田芳隆	当社	建設機械	2005/6/1
11	短繊維混入吹付けコンクリートとAFRPメッシュを用いたRC梁のせん断補強工法に関する実験的研究	栗橋祐介	北海道開発土木研	北海道開発土木研究所月報	2005/6/10
		田口史雄	北海道開発土木研		
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
12	インドシナ東西回廊 国境に架ける橋-第2メコン国際橋-	薩川信行	当社	土木学会誌	2005/6/15
13	簡易透水試験によるベントナイト混合土の遮水性評価	戸村豪治	当社	地盤工学研究発表会発表講演集	2005/6/15
		中田雅夫	当社		
		岡田朋子	ホーゲン		
		水野克己	ホーゲン		

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表(講演)年月日
14	オンライン地震応答実験による盛土の変形評価	正木健太	山口大	地盤工学研究発表会発表講演集	2005/6/15
		兵動正幸	山口大		
		市川昌治	山口大		
		吉本憲正	山口大		
		高橋直樹	当社		
15	各種杭頭接合条件におけるパイルド・ラフト基礎の模型水平載荷実験(その1 実験概要及び鉛直載荷時の挙動)	堀井宏謙	ハザマ	地盤工学研究発表会発表講演集	2005/6/15
		根本恒	安藤建設		
		藤田将輝	安藤建設		
		新井寿昭	西松建設		
		高橋直樹	当社		
		松本樹典	金沢大		
16	各種杭頭接合条件におけるパイルド・ラフト基礎の模型水平載荷実験(その2 水平交番載荷時の挙動)	三上博	当社	地盤工学研究発表会発表講演集	2005/6/15
		武内義夫	西松建設		
		八重樫光	ハザマ		
		崎浜博史	安藤建設		
		KITTYODOMPastsakorn	金沢大		
17	小型鋼材を用いた仮設基礎の載荷試験	黒川幸彦	当社	地盤工学研究発表会発表講演集	2005/6/15
		土居洋一	当社		
		喜多治之	当社		
18	土の分散特性および吸着特性の評価に関する基礎的実験	今泉繁良	宇都宮大	地盤工学研究発表会発表講演集	2005/6/15
		寺内和久	宇都宮大		
		山本陽一	当社		
		高橋直樹	当社		
19	AFRPシートを用いたU字型と部分閉合補強を併用したRC梁のせん断耐荷性状	中島規道	当社	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		三上浩	当社		
		篠崎裕生	当社		
		田村富雄	ファイベックス		
20	せん断補強筋の配置間隔を変化させたせん断破壊型軽量コンクリートRC梁の重錘落下衝撃実験	竹本伸一	ドーピー建設工業	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
		今野久志	北海道開発土木研		
21	純スパン長を変化させた軽量コンクリートRC梁の重錘落下衝撃実験	今野久志	北海道開発土木研	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		岸徳光	室蘭工大		
		竹本伸一	ドーピー建設工業		
		三上浩	当社		
22	FRPシート下面接着RC梁のせん断耐力に及ぼす主鉄筋降伏の影響	三上浩	当社	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		藤田学	当社		
		岸徳光	室蘭工大		
		沢田純之	室蘭工大		
23	FRPシート曲げ補強RC梁の耐荷挙動に及ぼす補強筋の剛性の影響	岸徳光	室蘭工大	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		三上浩	当社		
		田村富雄	ファイベックス		
		栗橋祐介	北海道開発土木研		
24	側面接着シートの繊維強化方向を変化させたFRPシート曲げ補強RC梁の耐荷性状に関する数値解析	山田真司	室蘭工大	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		岸徳光	室蘭工大		
		ZHANGGuangfeng	室蘭工大		
		三上浩	当社		
25	側面接着を施したFRPシート曲げ補強RC梁の耐荷挙動に関する実験的研究	沢田純之	室蘭工大	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
		栗橋祐介	北海道開発土木研		
26	繊維補強された鉄筋コンクリート部材のひび割れ幅低減メカニズム	船戸昭彦	長岡技科大	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		下村匠	長岡技科大		
		田中泰司	長岡技科大		
		中井裕司	当社		

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表(講演)年月日
27	大きな破断ひずみを有する連続繊維シートによる耐震補強	中井裕司	当社	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		佐藤英樹	北大		
		ANGGAWIDJAJADhannyanto	北大		
		上田多門	北大		
28	波形鋼板ウェブPC箱桁橋における波形鋼板下フランジ接合部のコンクリート充填性	浅井宏隆	当社	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		今里氏彦	当社		
		野村謙二	道路公団		
		谷口秀明	当社		
29	ASRを生じたPC梁の膨張挙動について	浅井洋	当社	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		森下宣明	名古屋高速道路公社		
		前野裕文	名古屋高速道路公社		
		梅原秀哲	名古屋工大		
30	試料の採取方法の違いがウェットスクリーニングモルタルの性状に及ぼす影響	谷口秀明	当社	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		松田拓	当社		
		樋口正典	当社		
		藤田学	当社		
31	PVA短繊維の架橋効果によるRC梁のせん断耐力向上効果	田口史雄	北海道開発土木研	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		栗橋祐介	北海道開発土木研		
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
32	PVA短繊維を混入したRC梁の曲げ耐荷性状	栗橋祐介	北海道開発土木研	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		田口史雄	北海道開発土木研		
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
33	波形鋼板ウェブエクストラードボード橋の斜材定着構造および曲げ挙動に関する研究	前田良文	道路公団	土木学会論文集	2005/7/21
		飯島基裕	当社		
		春日昭夫	当社		
		浅井洋	当社		
34	秘境西表島の魅力～広大な汽水域と大ばく布が潤す亜熱帯ジャングル～	山口晴幸	防衛大	水利科学	2005/8/1
		齋藤和伸			
		黒島一郎	当社		
35	地下空間浸水時の階段部の危険性に関する水理実験	間島真嗣	京大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		戸田圭一	京大		
		大八木亮	当社		
		谷美智成	日本工業試験所		
36	PC床版に生じる若材齢時応力算定手法の標準化に関する一提案	玉置一清	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		上阪康雄	コサカ設計		
		余国雄	オリエンタル建設		
		和内博樹	CRCソリューションズ		
		野瀬智也	JIPテクノサイエンス		
37	鋼製セグメントとRC躯体接合部の実証試験	渡辺剛史	首都高速道路公団	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		川田成彦	首都高速道路公団		
		白鳥明	首都高速道路公団		
		山田武正	当社		
		吉岡健一	当社		
		篠崎裕生	当社		
38	シアコネクタのせん断伝達に関する解析的研究	辻本和弘	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		山田武正	当社		
		渡辺宗樹	当社		
		津田和夏希	当社		
39	分割型PC推進管の耐荷機構について(その1)-本体曲げ試験および継手曲げ試験-	西川和良	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		三上博	当社		
		鈴木明彦	当社		
		近藤二郎	住建コンクリート工業		

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表(講演)年月日
40	分割型PC推進管の耐荷機構について(その2)-継手面内および面外せん断試験-	植竹克利	住建 コンクリート工業	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		黒川幸彦	当社		
		金子正士	当社		
		長井信行	当社		
41	耐摩耗・耐薬品性に優れたシールド二次覆工工法の開発(その1)-S×P(Steel×Polyethylene)工法の概要-	渡辺健史	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		河村邦基	当社		
		鹿沼岳司	太陽鉄工		
42	耐摩耗・耐薬品性に優れたシールド二次覆工工法の開発(その2)-S×P(Steel×Polyethylene)工法用セグメントの性能評価-	鹿沼岳司	太陽鉄工	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		松森建次	ソテック		
		河内南	作新工業		
		河村邦基	当社		
43	耐摩耗・耐薬品性に優れたシールド二次覆工工法の開発(その3)-S×P(Steel×Polyethylene)工法の現場適用-	仲西恵祐	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		渡辺健史	当社		
		田村幸造	当社		
		小路口敏則	当社		
44	道路トンネルで「遠心力トンネル吹付機」による低粉じん化を実証	柳田利行	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		高科浩之	当社		
		長野祐司	当社		
		魚住雅孝	当社		
		鈴木将和	当社		
45	粉じん低減を目的に実施した実大模擬トンネルの吹付け試験(その11)遠心力吹付け機械の現場実務への適用に関する検証	長野祐司	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		丸山信一郎	当社		
		山地宏志	当社		
		大下武志	土木研		
		波田光敬	土木研		
46	削孔検層システムを用いたトンネル周辺地山評価	山田文孝	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		古賀隆三	当社		
		山本信幸	当社		
47	既設ずい道に近接した山岳トンネルにおける斜坑門の施工	川口進	静岡県熱海土木事務所	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		柳田利行	当社		
		西海康弘	当社		
		高科浩之	当社		
		高橋浩	当社		
48	四辺支持RC版の押し抜きせん断耐荷挙動解析	内田雅俊	室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		岸徳光	室蘭工大		
		張広鋒	室蘭工大		
		三上浩	当社		
49	自碇式吊床版橋の構造高比および主桁高の相違が耐荷力特性に及ぼす影響	二葉真市	川田工業	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		近藤真一	当社		
		前田研一	首都大学東京		
		中村一史	首都大学東京		
50	繊維強化方向の異なる側面接着シートを有するAFRPシート曲げ補強RC梁の破壊挙動に関する数値解析	山田真司	室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		張広鋒	室蘭工大		
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
51	FRPシート曲げ補強RC梁の耐荷性状に及ぼすシート引張剛性の影響に関する数値解析的研究	張広鋒	室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		岸徳光	室蘭工大		
		松岡健一	室蘭工大		
		三上浩	当社		
52	側面接着補強を施したFRPシート曲げ補強RC梁の耐荷挙動に関する実験的研究	森本勤	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		三上浩	当社		
		岸徳光	室蘭工大		
		沢田純之	室蘭工大		
53	AFRPシート曲げ補強RC梁のシート剥離性状に与える主筋降伏の影響	三上浩	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		岸徳光	室蘭工大		
		田村富雄	ファイベックス		
		栗橋祐介	北海道開発土木研		

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表(講演)年月日
54	アラミド繊維シートによる緊張接着補強工法における定着方法の検討	中島規道	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		三上浩	当社		
		藤田学	当社		
		田村富雄	ファイベックス		
55	緊張力を導入したAFRPシートで曲げ補強したRC梁の静載荷実験	沢田純之	室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
		栗橋祐介	北海道開発土木研		
56	FRPシート下面接着RC梁のせん断耐荷性状に関する実験的研究	三浦敬	横河工事	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
		藤田学	当社		
57	せん断補強筋間隔が異なる軽量コンクリートRC梁の耐衝撃性状	竹本伸一	ドービー建設工業	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
		今野久志	北海道開発土木研		
58	PVA短繊維を混入した軽量コンクリートを用いたせん断破壊型RC梁の耐衝撃性状	津田裕介	北電総合設計	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
		竹本伸一	ドービー建設工業		
59	PVA短繊維混入によるRC梁のせん断耐力向上効果	栗橋祐介	北海道開発土木研	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		田口史雄	北海道開発土木研		
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
60	PVA短繊維を混入した曲げ破壊型RC梁の静載荷実験	田口史雄	北海道開発土木研	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		栗橋祐介	北海道開発土木研		
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
61	PVA短繊維を混入した四辺支持RC版の耐衝撃性状に関する実験的研究	宮川健太	飛島建設	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		三上浩	当社		
		岸徳光	室蘭工大		
		栗橋祐介	北海道開発土木研		
62	各種補修材料・工法の耐久性能に関する基礎的実験	竹内光	エヌ・ティ・ティ・インフラネット	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		松田知巳	エヌ・ティ・ティ・インフラネット		
		金津博	通信土木コンサルタント		
		斯波明宏	当社		
63	ASRが生じたPC部材のプレストレスの挙動	長屋考司	名古屋高速道路公社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		森下宣明	名古屋高速道路公社		
		浅井洋	当社		
		高木康宏	当社		
64	簡易型透水試験法を用いたベントナイト混合土の遮水性評価	戸村豪治	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		中田雅夫	当社		
		岡田朋子	ホーゲン		
		水野克己	ホーゲン		
65	塔高を中央径間長の1/5及び1/10とした鋼斜張橋の弾塑性挙動と終局強度特性	気仙祐輔	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		野上邦栄	首都大学東京		
		山沢哲也	首都大学東京		
		岩崎秀隆	日邦技研		
		森園康之	長大		
長井正嗣	長岡技科大				
66	自碇式吊床版橋における構造高比が構造特性に及ぼす影響と経済性	松中涉	首都大学東京	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		近藤真一	当社		
		前田研一	首都大学東京		
		中村一史	首都大学東京		

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表(講演)年月日
67	AFRPシートで補強した大型鋼管橋脚模型の耐荷性状に関する静荷実験	小室雅人	室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
		三田村浩	北海道開発土木研		
68	せん断補強筋を有する軽量コンクリートせん断破壊型RC梁の重錘落下衝撃挙動解析	南波宏介	ドーコン	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
		竹本伸一	ドーピー建設工業		
69	せん断補強筋量が異なるせん断破壊型RC梁の耐衝撃性状	東中邦夫	室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2005/8/20
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
		今野久志	北海道開発局		
70	ケミカルプレストレストコンクリート部材の一軸引張強度試験方法の提案	井手一雄	当社	土木学会論文集	2005/8/20
		樋口正典	当社		
		辻幸和	群馬大		
71	FRPシート曲げ補強RC梁の破壊挙動に及ぼす主筋降伏の影響に関する数値解析的研究	ZHANGGuangfeng	室蘭工大	応用力学論文集	2005/8/22
		岸徳光	室蘭工大		
		三上浩	当社		
72	せん断補強筋を有するせん断破壊型軽量コンクリートRC梁の耐衝撃挙動に関する弾塑性応答解析	岸徳光	室蘭工大	応用力学論文集	2005/8/22
		三上浩	当社		
		南波宏介	ドーコン		
		BHATTIAbdulQadir	室蘭工大		
73	斜材定着部を伴う複合トラス接合部に関する実験的研究	浅井洋	当社	橋梁と基礎	2005/9/1
		諸橋明	当社		
		永元直樹	当社		
		吉野正道	当社		
74	非線形解析によるコンクリート構造物の性能照査-手順と検証例・照査例-	中村光	名古屋大	コンクリート技術シリーズ	2005/9/20
		佐藤靖彦	北大		
		斉藤成彦	山梨大		
		松尾豊史	電力中研		
		矢部明人	構造計画研		
		川上誠	構造計画研		
		渡辺忠朋	北武コンサルタント		
		別府万寿博	防衛大		
		小原孝之	前田建設工業		
		森田修二	奥村組		
		金子雄一	東電設計		
		山谷敦	東電設計		
		幸左賢二	九州工大		
		余国雄	オリエンタル建設		
		高橋良輔	港湾空港技研		
		高木康宏	当社		
田所敏弥	鉄道総合技術研				
田中浩一	大林組				
75	分割型PC推進管による曲線推進について	西川和良	当社	土木学会論文集	2005/9/20
		鈴木明彦	当社		
		田中正樹	当社		
		三上博	当社		
		近藤二郎	住建コンクリート工業		
		川相章	日本下水道管渠推進技術協会		
76	塩害劣化したRC中空床版橋への吹付けによる断面修復工法の適用	本荘清司	道路公団	土木学会論文集	2005/9/20
		井手上文雄	道路公団		
		上東泰			
		谷口秀明	当社		
		丸屋剛	大成建設		
		宮川豊章	京大		

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表(講演)年月日
77	GPSと情報化施工 2.GPSの基礎-概要と単独測位-	佐田達典	当社	土と基礎	2005/10/1
		重松文治	五洋建設		
78	第二東名高速道路山切1号高架橋の設計と施工	青木圭一	道路公団	橋梁と基礎	2005/10/1
		多田寿	道路公団		
		小室弥一郎	日本鋼弦コンクリート共同企業体		
		中積健一	当社		
79	削孔検層システムの開発と現場適用=山岳トンネルの新しい地山評価手法=	山田文孝	当社	建設機械	2005/10/1
80	押し出し架設を行う波形鋼板ウェブ橋における埋込み接合の適用-第二東名高速道路桂島高架橋-	諸橋明	当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2005/10/20
		青木圭一	道路公団		
		益子博志	当社		
		浅井洋	当社		
81	青雲橋の施工と実験	桑野昌晴	当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2005/10/20
		石原光浩	当社		
		乗常晃男	山城町		
		浅井洋	当社		
82	近江大橋有料道路 近江大橋旧橋上部工改築工事に関する施工報告-外ケーブルによる中央ヒンジ連結と歩道の拡幅-	椎名教之	当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2005/10/20
		岩瀬英一	当社		
		堀出圭介	滋賀県道路公社		
		さざなみ光彦	滋賀県道路公社		
83	RC固定アーチ橋のウォータージェット工法および吹付け工法による補修工事	桑山智行	当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2005/10/20
		伊藤公彦	当社		
		石沢徹			
		今泉敏郎	新構造技術		
84	中川原橋上部工補強工事報告	唐下善文	当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2005/10/20
		井上仲男	愛媛県		
		青井浩治	愛媛県		
		神原達二	国際航業		
85	万年橋におけるメラン材ロアリング架設工法とメラン巻立て部の施工	保明淳二	当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2005/10/20
		中村収志	当社		
		高瀬照久	東京都西多摩建設事務所		
		山崎斉	当社		
86	十勝河口橋災害復旧工事報告その1(主桁移動工事)	楠基	当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2005/10/20
		渋谷幸弘	当社		
		青山陽	当社		
		細野宏巳	当社		
87	十勝河口橋災害復旧工事報告その2(支承交換工事)	渋谷幸弘	当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2005/10/20
		楠基	当社		
		浅井洋	当社		
88	桂島高架橋の施工-リブ・ストラット付き波形鋼板ウェブPC箱桁橋-	青木圭一	道路公団	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2005/10/20
		大井明	道路公団		
		小寺康広	当社		
		松本和也	当社		
89	北関東自動車道 鬼怒川橋の設計と施工	浅井宏隆	当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2005/10/20
		野村謙二	道路公団		
		土橋徹	道路公団		
		中村収志	当社		
90	鉄筋が乾燥収縮を拘束することによって生じる初期ひび割れに関する基礎的研究	玉置一清	当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2005/10/20
		三加崇	当社		
		浅井洋	当社		
		藤田学	当社		
91	鉄筋かぶり探査機器の測定精度の評価	三加崇	当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2005/10/20
		玉置一清	当社		
		浅井洋	当社		
		益子博志	当社		

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表(講演)年月日
92	PCグラウトの塑性粘度と降伏値に関する一考察	山口光俊	富士ピーエス	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2005/10/20
		細野宏巳	当社		
		野島昭二	道路公団		
		辻幸和	群馬大		
93	GPSと情報化施工 3.GPSの基礎-干渉測位と測量-	佐田達典	当社	土と基礎	2005/11/1
		重松文治	五洋建設		
94	不法投棄対策のシナリオ提案	土居洋一	当社	環境システム研究論文発表会講演集	2005/11/3
		一丸敏則	不動建設		
		大竹利幸	前田建設工業		
		下村由次郎	パンフィックコンサルタンツ		
		田中達夫	鹿島建設		
		千葉俊彦	国際航業		
		西代孝志	クボタ		
95	トンネル・シールド 遠心力トンネル吹付け工法と現場展開-吹付け作業の低粉じん化を目指して-	長野祐司	当社	建設の施工企画	2005/11/25
		丸山信一郎	当社		
96	非開削管きょ撤去工法「Reキューブモール」による既設推進管の撤去埋戻し	清水安雄	当社	建設機械	2005/12/1
		石田喜久雄	当社		
		荒木大介	機動建設工業		
97	大規模開削工事における土留計測と施工	入江健二	東京地下鉄	トンネル工学報告集	2005/12/1
		河畑充弘	東京地下鉄		
		藤井和之	東京地下鉄		
		村尾光則	当社		
		赤木寛一	早稲田大		
98	削孔検層システムを用いたトンネル全長にわたる地山評価	山田文孝	当社	トンネル工学報告集	2005/12/1
		山本信幸	当社		
		山下高俊	当社		
		山地宏志	当社		
99	分割型PC推進管を用いた超大口径推進工法に関する研究	西川和良	当社	下水道協会誌	2005/12/15
		植竹克利	住建コンクリート工業		
100	橋の魅力 注目の橋 フランスにおける橋梁形式決定のプロセス ミヨウ高架橋	春日昭夫	当社	土木施工	2006/1/1
101	坑内作業環境向上に寄与する遠心力トンネル吹付け工法	長野祐司	当社	セメント・コンクリート	2006/3/10
		丸山信一郎	当社		
		柳田利行	当社		
		西川昌伸	当社		

社外発表論文一覧【建築】

平成17年度 (2005/04/01～2006/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表(講演)年月日
1	風力発電機ナセルの耐風設計に関する風洞実験 その1 風力実験	嶋田健司	清水建設	日本風工学会誌	2005/4/30
		野田博	当社		
		石原孟	東大		
2	風力発電機ナセルの耐風設計に関する風洞実験 その2 風圧実験	野田博	当社	日本風工学会誌	2005/4/30
		嶋田健司	清水建設		
		石原孟	東大		
3	地下鉄走行に伴う振動の地盤・構造物への伝達特性について	沢田義博	名大	物理探査学会学術講演会講演論文集	2005/5/1
		大橋哲朗	NTTデータ		
		山岸邦彰	当社		
		野路利幸	福井工大		
4	段差のついたコンクリート表面における連続繊維シートへの付着性状	金久保利之	筑波大	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		八十島章	筑波大		
		谷垣正治	当社		
5	超高強度コンクリートの自己収縮低減	上原伸郎	住友大阪セメント	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		鈴木康範	住友大阪セメント		
		河上浩司	当社		
		西本好克	当社		
6	高強度コンクリートの圧縮強度発現と微細構造に関する実験研究	河上浩司	当社	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		西本好克	当社		
		梶田佳寛	宇都宮大		
7	鉛直接合部の滑りを許容したPCa連層耐震壁の実験	小坂英之	当社	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		山中久幸	当社		
		荒井康幸	室蘭工大		
		溝口光男	室蘭工大		
8	壁梁付きRC柱におけるせん断応力の応力集中とそれによるせん断耐力の低下率	吉留潤平	鹿児島大	コンクリート工学年次論文集	2005/6/25
		塩屋晋一	鹿児島大		
		町頭洋平	竹中工務店		
		井田昌宏	当社		
9	最近の建物内固体音問題と対策 3. 設備機器防振 3.4 排水管からの騒音の実態と対策	赤尾伸一	当社	音響技術	2005/6/30
		山内崇	戸田建設		
10	最近の建物内固体音問題と対策 3. 設備機器防振 3.5 ディスパーザからの騒音と防止	山内崇	戸田建設	音響技術	2005/6/30
		赤尾伸一	当社		
11	工業化工法による躯体工期とコストの関係 その1. 近年における躯体工期の変遷	菅谷和人	当社	建築生産シンポジウム論文集	2005/7/1
		大鐘大介	当社		
		小田稔	当社		
		金沢伸次	ものづくり大		
		河谷史郎	ものづくり大		
		古阪秀三	京大		
		安藤正雄	千葉大		
12	物流エンジニアリングとソリューション センター建屋構築事例=東京倉庫(株)新2号倉庫 免震技術+ハイブリッド構造(柱RC構造、梁S造)の新構法で耐久/安全性と経済性を両立～三井住友建設のSMD構法[ミック構法+杭頭免震工法]で竣工へ～			マテリアルフロー	2005/7/1

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表(講演)年月日				
13	英国および米国におけるコミッションングプロセスの現状	市川哲也	東急建設	空気調和・衛生工学会 学術講演会講演論文集	2005/7/25				
		泉山浩郎	鹿島建設						
		大阪谷彰	戸田建設						
		小野島一	大林組						
		川島実	清水建設						
		城田修司	西松建設						
		中村慎	竹中工務店						
		西尾新一	当社						
		疋田昌之	大成建設						
		中村秀昭	CEエンジニアリング						
		14	電磁調理器を用いた住宅用厨房における必要換気量の検討(その1) 電磁調理器を用いた住宅用厨房の必要換気量に関する実験的研究			赤林伸一	新潟大	空気調和・衛生工学会 学術講演会講演論文集	2005/7/25
近藤靖史	武蔵工大								
長谷川功	当社								
15	電磁調理器を用いた住宅用厨房における必要換気量の検討(その2) CFDによる直接捕集率の算出と湿度を指標とした必要換気量の検討	阿部有希子	武蔵工大	空気調和・衛生工学会 学術講演会講演論文集	2005/7/25				
		近藤靖史	武蔵工大						
		赤林伸一	新潟大						
		長谷川功	当社						
16	建物気密性能を考慮した各種換気システムの性能評価に関する研究(第一報) 戸建住宅に関する検討	倉淵隆	東京理大	空気調和・衛生工学会 学術講演会講演論文集	2005/7/25				
		栗林知広	東京理大						
		平野剛	東京理大						
		鳥海吉弘	東京理大						
		遠藤智行	東京理大						
		小峯裕己	千葉工大						
		長谷川功	当社						
17	建物気密性能を考慮した各種換気システムの性能評価に関する研究(第二報) 集合住宅に関する検討	長谷川功	当社	空気調和・衛生工学会 学術講演会講演論文集	2005/7/25				
		小峯裕己	千葉工大						
		倉淵隆	東京理大						
		平野剛	東京理大						
18	住宅用ダクト式換気システムの風量設計手法に関する研究 その3 静圧分布法によるシステム部材の風量-圧力特性	清水則夫	ベターリビング	空気調和・衛生工学会 学術講演会講演論文集	2005/7/25				
		沢地孝男	国土技術政策総合研						
		田島昌樹	国土技術政策総合研						
		長谷川功	当社						
19	地震対策の普及を目的とした地震リスク・マネジメント手法の実用化	高橋雄司、福山洋、斉藤大樹	建築研	建築研究資料	2005/7/29				
		小谷重男、渡辺一弘、秋山裕紀	都市再生機構						
		浅野美次、長瀬敏、藤沢斤吾、田原一徳	日建設計						
		安野郷、西内晃二、山口圭一	鴻池組						
		瀬谷均、佐藤吉之、藤井中	竹中工務店						
		黒沢明、菊川和俊、泉田伸二	ピーエス三菱						
		中川太郎、吉井靖典	フジタ						
		谷垣正治	当社						
		山岸邦彰	当社						
		中南滋樹	当社						
		正木信男、室田伸夫、竹内貞光	ブリヂストン						
		近藤元也、栗山利典、坪井正紀、村松由子、樋口真由子	構造計画研						
		遠藤真二郎、加藤木剛、穴原一範	一条工務店						
		古南賢二、森俊之、山下仁崇、平松剛	大和ハウス工業						
		平沢正男	建築研究振興協						
		20	ねじふし鉄筋を用いてプレストレスを導入したハーフPCaへん平梁部材の長期たわみ性状(実験概要および中間結果)			小田稔	当社	日本建築学会学術講演 梗概集C-2 構造4	2005/7/31
						田野健治	当社		
山中久幸	当社								
21	壁を想定した鉄筋コンクリート柱のアラミド繊維補強	伊藤陽祐	名古屋工大	日本建築学会学術講演 梗概集C-2 構造4	2005/7/31				
		花井伸明	名古屋工大						
		市之瀬敏勝	名古屋工大						
		小杉一正	ファイベックス						
		谷垣正治	当社						

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表(講演)年月日
22	鋼板および連続繊維シート併用工法によるRC柱の耐震補強に関する研究(その1) 実験・研究	相場豊史	関東学院大	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2005/7/31
		谷垣正治	当社		
		楨谷栄次	関東学院大		
		小杉一正	ファイベックス		
		遠山孝行	ファイベックス		
		中島信義	三栄ハウス		
23	柱脚部に回転角拘束機構を持つ中間層免震レトロフィット(その2) 施工計画・工事期間中の耐震計画	木村征也	日建設計	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2005/7/31
		向野聡彦	日建設計		
		小野潤一郎	日建設計		
		大塚繁	当社		
		増田耕成	当社		
		石原邦雄	当社		
24	柱脚部に回転角拘束機構を持つ中間層免震レトロフィット(その3) 柱軸力受替え工法の実験計画とひび割れ状況	鈴木亨	当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2005/7/31
		江頭寛	当社		
		鈴木利哉	当社		
		山中久幸	当社		
		小野潤一郎	日建設計		
		木村征也	日建設計		
25	柱脚部に回転角拘束機構を持つ中間層免震レトロフィット(その4) 荷重-変形関係と鋼材のひずみ性状	江頭寛	当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2005/7/31
		鈴木亨	当社		
		小坂英之	当社		
		鈴木利哉	当社		
		小野潤一郎	日建設計		
		木村征也	日建設計		
26	段差付き一方方向アンボンドスラブの長期載荷実験	鈴木利哉	当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2005/7/31
		江頭寛	当社		
		小坂英之	当社		
		山中久幸	当社		
		河谷史郎	ものづくり大		
27	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁における壁パネルの強度についての実験(その1. 実験概要と破壊状況)	高橋俊一	室蘭工大	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2005/7/31
		荒井康幸	室蘭工大		
		溝口光男	室蘭工大		
		小坂英之	当社		
		山中久幸	当社		
28	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁における壁パネルの強度についての実験(その2. 壁パネルの強度)	荒井康幸	室蘭工大	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2005/7/31
		溝口光男	室蘭工大		
		高橋俊一	室蘭工大		
		小坂英之	当社		
		山中久幸	当社		
29	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁の実験(その1. 実験概要と破壊状況)	山中久幸	当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2005/7/31
		小坂英之	当社		
		荒井康幸	室蘭工大		
		溝口光男	室蘭工大		
30	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁の実験(その2. 鉛直接合部の滑り性状と終局強度)	小坂英之	当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2005/7/31
		山中久幸	当社		
		荒井康幸	室蘭工大		
		溝口光男	室蘭工大		
31	柱梁接合部一体型のプレキャスト梁を用いたRC造架構の加力実験(その3. 十字形架構実験による在来工法との比較)	松本啓二	当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2005/7/31
		新上浩	当社		
		小坂英之	当社		
		山中久幸	当社		
32	柱梁接合部内に機械式継手を用いたRC造架構の加力実験	新上浩	当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2005/7/31
		小坂英之	当社		
		山中久幸	当社		
		平野秀和	当社		

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表(講演)年月日
33	実測による地下鉄振動の建物内振動伝搬特性に関する研究	山岸邦彰	当社	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2005/7/31
		岩本毅	当社		
		谷垣正治	当社		
		原田浩之	当社		
		沢田義博	名古屋大		
		野路利幸	福井工大		
34	電磁シールドオフィスに関する意識調査	石橋孝一	当社	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2005/7/31
35	箱型床衝撃音実験室におけるコンクリートスラブ性状の経過	安岡博人	ベターリビング	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2005/7/31
		嶋田泰	当社		
36	床衝撃音の衝撃源に関する一考察	岩本毅	当社	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2005/7/31
		嶋田泰	当社		
		赤尾伸一	当社		
		安岡博人	ベターリビング		
		藤井弘義	東洋大		
		安岡正人	東京理大		
37	文献調査等からみた床衝撃音に関する一連の考察	中沢真司	鉄建建設	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2005/7/31
		赤尾伸一	当社		
		稲留康一	奥村組		
		田野正典	鹿島建設		
38	CFT柱とRC梁からなるハイブリッド架構の加力実験	有松重雄	当社	日本建築学会学術講演梗概集C-1 構造3	2005/7/31
		田野健治	当社		
		江頭寛	当社		
		小坂英之	当社		
		山中久幸	当社		
39	鋼管内蔵RC柱の中心圧縮性状に関する実験的研究	田野健治	当社	日本建築学会学術講演梗概集C-1 構造3	2005/7/31
		小坂英之	当社		
		山中久幸	当社		
40	エレクトロスラグ溶接補修部の性能確認試験	護雅典	竹中工務店	日本建築学会学術講演梗概集C-1 構造3	2005/7/31
		藤田哲也	日本設計		
		甲田輝久	当社		
		横田和伸	NTTファシリティーズ		
		喜多村英司	鹿島建設		
		石原完爾	大手町ファーストスクエア		
41	風環境評価の“ばらつき”に関する考察	野田博	当社	日本風工学会誌	2005/7/31
		丸川比佐夫	泉創建エンジニアリング		
42	風環境評価の不確かさに関する考察 その1 不確かさの伝播と合成ならびに因子	野田博	当社	日本建築学会学術講演梗概集D-2 環境工学2	2005/7/31
		作田美知子	当社		
		丸川比佐夫	泉創建エンジニアリング		
		藤井邦雄	風環境リサーチ		
43	風環境評価の不確かさに関する考察 その2 風環境評価における不確かさの伝播と試算	作田美知子	当社	日本建築学会学術講演梗概集D-2 環境工学2	2005/7/31
		野田博	当社		
		丸川比佐夫	泉創建エンジニアリング		
		藤井邦雄	風環境リサーチ		
44	電磁調理器を用いた住宅用厨房の必要換気量に関する研究 その5 必要換気量の検討	赤林伸一	新潟大	日本建築学会学術講演梗概集D-2 環境工学2	2005/7/31
		長谷川功	当社		
		近藤靖史	武蔵工大		
		中尾正純	関西電力		
45	湿球温度を用いた蒸発冷却面温度の計算法 その2 表面湿球温度と蒸発冷却面温度の関係	島田潔	当社	日本建築学会学術講演梗概集D-2 環境工学2	2005/7/31
		紺野康彦	当社		
46	制振構造のダンパー配置計画への応答曲面法の適用	平田裕一	当社	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2005/7/31

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表(講演)年月日
47	滑りネジを利用した増幅機構付き減衰装置の開発(その3) 振動台実験概要	高塚健	三協オイルレス工業	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2005/7/31
		稲田達彦	三協オイルレス工業		
		中南滋樹	当社		
		鈴木亨	当社		
		谷垣正治	当社		
48	滑りネジを利用した増幅機構付き減衰装置の開発(その4) 振動台実験結果	中南滋樹	当社	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2005/7/31
		鈴木亨	当社		
		谷垣正治	当社		
		古橋剛	当社		
		高塚健	三協オイルレス工業		
49	直動転がり免震支承(CLB)の極限摩擦特性-取り付け部材の回転による摩擦係数の変化について-	原田浩之	当社	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2005/7/31
		鈴木亨	当社		
50	粘性減衰装置を採用した中間階免震改修 その1. 設計概要	古橋剛	当社	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2005/7/31
		齊木健司	当社		
		川合広樹	ABSコンサルティング		
		堀裕弘	ABSコンサルティング		
51	粘性減衰装置を採用した中間階免震改修 その2. 粘性減衰が振動性状に与える影響	古橋剛	当社	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2005/7/31
		齊木健司	当社		
52	免震建物の微小振幅時の振動特性	野路利幸	福井工大	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2005/7/31
		山岸邦彰	当社		
		原田浩之	当社		
		山中久幸	当社		
		谷垣正治	当社		
		有松重雄	当社		
53	衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法に関する研究 その1. コンクリートの含水率が弾性波速度に及ぼす影響	立見栄司	当社	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2005/7/31
		中田善久	ものづくり大		
		河谷史郎	ものづくり大		
54	衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法に関する研究 その2. コンクリート中の鉄筋が弾性波速度に及ぼす影響	宮田勝利	当社	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2005/7/31
		立見栄司	当社		
		中田善久	ものづくり大		
		河谷史郎	ものづくり大		
55	樹脂粉末を混入した高強度コンクリートの品質	松田拓	当社	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2005/7/31
		蓮尾孝一	当社		
		河上浩司	当社		
		西本好克	当社		
56	高強度コンクリートの強度発現と微細構造に関する研究(その1) 実験概要と強度発現	富田大祐	大成建設	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2005/7/31
		河上浩司	当社		
		松田拓	当社		
		西本好克	当社		
		JUNGSangJin	宇都宮大		
		JUNGSangJin	Dankook Univ.		
57	高強度コンクリートの強度発現と微細構造に関する研究(その2) 微細構造と圧縮強度発現	河上浩司	当社	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2005/7/31
		松田拓	当社		
		西本好克	当社		
		富田大祐	大成建設		
		JUNGSangJin	宇都宮大		
		JUNGSangJin	Dankook Univ.		
		梶田佳寛	宇都宮大		

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表(講演)年月日
58	パイルド・ラフト基礎の杭頭接合部回転剛性に着目した模型載荷実験(その1 実験概要)	新井寿昭	西松建設	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2005/7/31
		武内義夫	西松建設		
		八重樫光	ハザマ		
		三上博	当社		
		松本樹典	金沢大		
59	パイルド・ラフト基礎の杭頭接合部回転剛性に着目した模型載荷実験(その2 鉛直載荷実験)	根本恒	安藤建設	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2005/7/31
		藤田将輝	安藤建設		
		堀井宏謙	ハザマ		
		西村憲義	当社		
		KITIYODOMPastsakorn	金沢大		
60	パイルド・ラフト基礎の杭頭接合部回転剛性に着目した模型載荷実験(その3 水平載荷時の挙動)	八重樫光	ハザマ	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2005/7/31
		崎浜博史	安藤建設		
		新井寿昭	西松建設		
		西村憲義	当社		
		松本樹典	金沢大		
61	パイルド・ラフト基礎の杭頭接合部回転剛性に着目した模型載荷実験(その4 水平載荷時の部材力と変形)	三上博	当社	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2005/7/31
		長谷井秀昭	当社		
		崎浜博史	安藤建設		
		武内義夫	西松建設		
		松本樹典	金沢大		
62	パイルド・ラフト基礎の杭頭接合部回転剛性に着目した模型載荷実験(その5 解析結果との比較検討)	藤田将輝	安藤建設	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2005/7/31
		根本恒	安藤建設		
		堀井宏謙	ハザマ		
		長谷井秀昭	当社		
		KITIYODOMPastsakorn	金沢大		
63	一体解析による耐震性能評価手法の検討(その7 けた行方向解析結果)	梅村美孝	安藤建設	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2005/7/31
		井上芳生	都市再生機構		
		秦雅史	奥村組		
		有松重雄	当社		
		中島均	東亜建設工業		
		高野公寿	鋼管杭協		
64	位相最適化手法を用いたリンク機構の創生(大変形を考慮した解析法)	藤井大地	近畿大	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2005/7/31
		原田卓哉	近畿大		
		平田裕一	当社		
65	地震リスク・マネジメント技術を活用した地震対策の効果検証(その11. 病院建築物における制震改修・免震改修の効果)	谷垣正治	当社	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2005/7/31
		山岸邦彰	当社		
		中南滋樹	当社		
		高橋雄司	建築研		
66	CO ₂ 削減町内会-官民パートナーシップによる省エネコミュニティの形成と、地域活性のための事業モデル	西尾新一	当社	空気調和・衛生工学	2005/8/5
67	LESによる水槽内のスロッシング現象の再現	野田博	当社	可視化情報学会誌	2005/10/1
		長谷川功	当社		
		中山昭彦	神戸大		
68	南部汚泥処理プラント汚泥処理工場増設工事	野田誠	当社	圧接	2005/10/20
69	骨組の位相最適化手法を用いたリンク機構の創生	藤井大地	近畿大	日本建築学会構造系論文集	2005/11/30
		原田卓哉	近畿大		
		平田裕一	当社		
70	建築物の地震予想最大損失(PML)分析プログラムの開発	村地由子	構造計画研	日本建築学会技術報告集	2005/12/20
		坪田正紀	構造計画研		
		高橋雄司	建築研		
		浅野美次	日建設計		
		安野郷	鴻池組		
		泉田伸二	ピーエス三菱		
		谷垣正治	当社		
		竹内貞光	ブリヂストン		

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表(講演)年月日
71	衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定方法に関する基礎的研究-骨材の種類養生方法および含水率の違いが弾性波速度に及ぼす影響-	立見栄司	当社	日本建築学会構造系論文 文集	2005/12/30
		中田善久	ものづくり大		
		河谷史郎	ものづくり大		
72	省エネコミュニティの形成と、地域活性のための事業モデルの提案 CO ₂ 削減町内会	西尾新一	当社	クリーンエネルギー	2006/3/1
73	慣性接続要素による多質点振動系の応答制御 慣性接続要素による応答制御に関する研究 その2	古橋剛	当社	日本建築学会構造系論文 文集	2006/3/30
		石丸辰治	日本大		

三井住友建設技術研究所報告 No.4 2006

平成 18 年 9 月 30 日発行

編集・発行

三井住友建設株式会社技術研究所

流山研究所

〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1
TEL.04-7140-5220 FAX 04-7140-5221

小山研究所

〒329-0432 栃木県下野市仁良川 1726
TEL.0285-48-2611 FAX 0285-48-2655

Reports of Technical Research Institute of
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

No.4 September 2006

Published and Edited by

Technical Research Institute of

SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

Nagareyama Site

518-1,Komaki,Nagareyama-shi,Chiba 270-0132

TEL.04-7140-5220 FAX 04-7140-5221

Oyama Site

1726,Niragawa,Shimotsuke-shi ,Tochigi 329-0432

TEL.0285-48-2611 FAX 0285-48-2655

印刷 株式会社 コスモプランニング

URL <http://www.smcon.co.jp/>

三井住友建設株式会社
技 術 研 究 所